CZASOPISMO TECHNICZNE

MIESIĘCZNIK POŚWIĘCONY ZAGADNIENIOM TECHNIKI I ARCHITEKTURY

Rok 60 Kraków, Marzec—Kwiecień 1947 Nr. 3—4

Prof. Dr. R. ROSŁOŃSKI

ZAŁOŻENIA HYDROLOGICZNE U PODSTAW KANALIZACJI M. KRAKOWA

I. Obecny stan odwodnienia Krakowa.

Przed 40-tu latami, kiedy to Wisła w obrębie Krakowa miała być ostatnim odcinkiem drogi wodnej Dunaj-Odra-Wisła, co powodowało konieczność spiętrzenia rzeki jazem w Dąbiu, wyłoniła się kwestia nieszkodliwego odprowadzenia wód pokanalizacyjnych i opadowych z terenu Krakowa-Podgórza do Wisły i nierozwiązana pozostała po dzień dzisiejszy.

Zagadnienie nieszkodliwego odprowadzenia wód pokanalizacyjnych z terenu Krakowa i Podgórza sprowadza się do pytania, jak odprowadzić te wody przy katastrofalnych wezbraniach Wisły, by uniknąć podtopienia kolektorami i kanałami piwnic i zatopienia nisko położonych terenów na Groblach, Grzegórzkach i Dąbiu, gdy wszystkie przelewy burzowe z kolektorów lewo i prawobrzeżnego i ujścia tychże w Dąbiu będą musiały być zamknięte.

Pierwsze rozwiązanie opracowała Ekspozytura Dyrekcji Dróg wodnych w Krakowie w latach 1905—1907 na następujących zasadach. [1])

Opad 35 mm na godzinę (97 litr/sek. na hektar) należy brać pod uwagę przy obliczeniu ilości wód burzowych w komorach przelewów a z tej ilości odprowadzić 10 mm opadu (27.7 litr/sek. na hektar) do ujścia kolektorów, gdzie stąd wynikły odpływ będzie przepompowany do Wisły.

Odnośnie drugiej miary opadu wysunęli zastępcy miasta (inż Kłeczek) przy dochodzeniu wodnoprawnym w r. 1907 w sprawie kanalizacji Wisły, nieco dalej idące żądanie.

„Ze względu na to, że podczas wysokich stanów Wisły zdarzają się równocześnie deszcze o natężeniu godzinnym 10—15 mm, jak na str. 3 sprawozdania technicznego zaznaczono, żądamy, ażeby kanał zbierający zaopatrzony został w takie urządzenia, aby mimo zamknięcia wylotu kanału zbierającego zastawką, swobodny odpływ z opadu conajmniej 12 mm na godz. (33.24 litr/sek. na ha) był niezawodnie możliwy“ (poz. 51, punkt 10 protokołu dochodzenia).

Przy kanalizowanej powierzchni Krakowa o obszarze 1462 hektarów i północnej części Podgórza o obszarze 468 hektarów wynikły następujące objętości odpływu, które przy wezbraniach Wisły należało odprowadzić do ujścia kolektora a to z połaci lewobrzeżnej:

a) podług założeń Dyrekcji dróg wodnych... 15476 litr/sek wraz z wodami brudnymi w ilości 520 litr/sek;

b) podług żądań Miasta $(15476-520)\cdot\frac{33.24}{27.7}$ plus $520 = 17946$ plus $520 = 18466$ litr/sek i analogicznie z prawobrzeżnej połaci przy 85 litr/sek wód brudnych a) 5146, względnie

b) ... $(5146-85)\ \frac{33.24}{27.7}$ plus $85 = 6157$ l/sek.

Jak z protokołu dochodzenia wodno-prawnego wynika, założenia powyższe opierają się na wskazaniach jednego ombrometru (na obszar 1930 ha), ustawionego w Krakowskim Obserwatorium Astronomicznym, notującego intensywność deszczu w interwałach jednogodzinnych, którego zapiski z lat 1891 do 1903 na dowód tych założeń przytoczono w protokole dochodzenia.

Podług niezmienionych założeń Dyrekcji Dróg wodnych, profile kolektorów obliczono i kolektory wykonano, lecz budowa stacyj pompowych poszła w odwłokę, tracąc na aktualności w miarę upływu czasu, bo nawet projektów tychże nie wykonano.

Powody mogły być rozmaite, a przypuszczalnie zaważył na szali brak przekonania do takiego rozwiązania ze strony Zarządu miasta, do rozwiązania zmuszającego utrzymywać w pogotowiu kilka pomp po obu brzegach Wisły od wczesnej wiosny

---

[1]) Hydrotechnischer Bericht zum Projekte der Sammelkanäle an beiden Ufern der kanalisierter Weichselstrecke. Kraków w maju 1906 r.

do późnej jesieni, co roku. Zaznaczam, że — podług mego zdania — budowa li tylko końcowych stacyj pompowych na kolektorach nie jest z technicznego punktu widzenia doskonałym rozwiązaniem, bo w tym przypadku niweczy się dobrodziejstwo retencji kanałowej, która może być w dostatecznej mierze spożytkowana przy kilku stacjach pompowych na trasie kolektora.

Nieco inaczej zapatrywał się na tę kwestię Zarząd Miejski, domagając się; „lepszego usytuowania zakładu pomp, który będzie wymagał, jak się zdaje, zbiornika wyrównującego" (pozycja Nr. 65 protokołu dochodzenia z r. 1907).

Tak przetrwała kwestia pozbycia wód przy wezbraniach Wisły, z terenu Krakowa, aż do roku 1917, kiedyto Dyrekcja Dróg wodnych wysunęła nowy projekt. W myśl tegoż wody z końcówki kolektora lewobrzeżnego w ilości około 18 m^3/sek, miały być przesyfonowane na brzeg prawy Wisły czterema rurami średnicy po 1.50 m a po połączeniu się z wodami kolektora podgórskiego spłynąć głębokim przekopem długości 3400 mb i pogłębioną rzeczką Drwiną na długości 6360 mb, nieszkodliwie do Wisły w km 93-cim tj. 1·2 km poniżej jazu w Dąbiu. Jest rzeczą ciekawą, że na ten projekt zgodziły się wszystkie Władze Centralne i Krajowe wraz z zastępcami miasta, pomimo tego, że projekt powodował piętrzenie wód kanałowych o 1,17 m przy ujściu kolektora w Dąbiu, wskutek ich syfonowania i pomimo tego, że sztuczne koryto ziemne przecinało tereny portowe Płaszowa z północy na południe.

W związku z tym wykonała Spółka wodna obwałowanie Drwiny w dolnej jej części i na tym sprawa znowu utknęła już pod Rządami polskimi, z powodu zmiany stosunków geopolitycznycb i braku zainteresowania drogami wodnymi w ogólności.

W tym stanie niedociągnięcia rozmaitych projektów, zastał sprawę okupant niemiecki, powiększył obszar miasta i zlewni w szerokich granicach — przyczym przybyło na wschód od południka Dąbie—Rakowice przeszło 900 ha orograficznej zlewni — a sprawę rozwiązania projektu kanalizacji powierzył berlińskiej firmie Krämer-Klärgesellschaft. Stosownie do specjalności firmy wypadł jej projekt. Główną wagę położono na oczyszczenie ścieków sposobem sztucznym biologicznym w oczyszczalni, która miała stanąć nad Drwiną, na północ od Łuszczarni ryżu w Bierzanowie a w założeniach hydrologicznych projektu mimo przyłączenia ogromnych obszarów do Krakowa, nie zmieniono niczego. Więc trzy podstacje, rozłożone na istniejącym kolektorze lewobrzeżnym, miały usuwać 11600 litr/sek wód opadowych z terenu Krakowa w czasie wezbrań, czwarta położona nad Wisłą w km 85 (na południe od Czyżyn) miała tłoczyć wody brudne i rozcieńczone (3600 litr/sek) przez Wisłę do wspomnianej oczyszczalni, dwoma rurociągami średn. 1500 i średn. 1000 mm, długości po 2·25 km. Ogółem miały usunąć wszystkie stacje pompowe z lewobrzeżnej połaci 15200 litr/sek w czasie wezbrań Wisły, więc nieco mniej niż z obszaru miasta w dawnych granicach.

Na terenie Podgórza jedna podstacja i jedna główna, na końcówce istniejącego kolektora, miały usunąć łącznie 4350 litr/sek z obszaru Podgórza. Nie licząc się ani z powiększeniem obszaru Podgórza ani z koniecznością skanalizowania Płaszowa, stacja główna miała przetłaczać 1350 litr/sek dwoma rurociągami średn. 1200 i średn. 800 mm po 4930 mb długości, do oczyszczalni przez tereny Płaszowa. Wzrostu obszaru — jak widać — nieuwzględniono. Dlaczego oczyszczenie wód miałoby odbywać się sposobem sztucznym biologicznym tego nie wyjaśniono — mimo tego, że już w r. 1917 przy projektowaniu spływu wód pokanalizacyjnych do Drwiny, prof. Sikorski i zastępcy Kraj. Biura Melioracyjnego zwrócili uwagę na możliwość i celowość czyszczenia tychże przez irygację pól wzdłuż Drwiny położonych i co projektantom, posługującym się materiałem polskim, było wiadome.

Jeśli o tym projekcie niemieckim wogóle wspomniałem, to jedynie dlatego, by zaznaczyć, że do usunięcia trudności, związanych z pozbyciem wód opadowych w czasie wezbrań Wisły, ten w niczym nam pomóc nie może, bo zadaniu nie sprostał.

A trudności te od czasu powstania pierwszego projektu nietylko wzrosły, ale i samo zagadnienie skomplikowało się znacznie. Rozpatrzmy jak się te sprawy obecnie przedstawiają. Tutaj zwrócimy uwagę tylko na lewobrzeżny (krakowski) kolektor, bo sprawa odwodnienia Podgórza—Płaszowa w obecnych warunkach jest przesądzona i może być rozwiązana tylko tak, jak w projekcie Ekspozytury Dyrekcji Dróg wodnych z roku 1917 przewidziano, tj. przez doprowadzenie kolektora prawobrzeżnego przez Płaszów do Drwiny.

Do trudności zaliczam 1º powiększenie obszaru odwodnić się mającego o zlewnię Białuchy t. j. o 246 ha na prawym i 1021 ha na lewym jej brzegu, oraz o dorzecza Czyżyn i Łęgu, mierzące 918 hektarów zlewni orograficznej, do miasta przez Niemców włączonych.

2º W konsekwencji tegoż powstaje konieczność przedłużenia kolektora dalej na Wschód przez Białuchę, bez anormalnej straty spadku przy przekroczeniu tej rzeczki, bo spadek jest ściśle ograniczony i licząc się z cofką od wezbranej Wisły, nie może wynieść więcej niż 0.25‰ w kierunku na Wschód do rzeczki Dłubni (lewobrzeżny dopływ Wisły) a to począwszy od obecnego ujścia kolektora w Dąbiu. Mały dyspozycyjny spadek, wynoszący zaledwie połowę istniejącego w kolektorze, powiększy przekrój kolektora, niezależnie od zwiększonych ilości odpływu wskutek powiększonej zlewni.

3º Komplikuje sprawę natomiast zdecydowana ostatnio sprawa kanalizacji Wisły poniżej Krakowa, skutkiem czego Wisła zostanie spiętrzona nietylko jednym jazem w Dąbiu — jak to było pierwotnie zamierzone, przy projekcie kanału lateralnego od Dąbia na Wschód — ale i następnym, powyżej ujścia Drwiny, w Przewozie, w 92-gim km Wisły. Aby poza tym nie było żadnych wątpliwości co do sposobu, w jaki ma nastąpić rozwiązanie tego problemu, należy dodać, że Zarząd miasta i jego Oddziały Techniczne wykluczają zarówno syfonowanie pod Wisłą, jak i pompowanie

wód brudnych oraz odpływów, z opadu powstałych, podczas wezbrań Wisły, stawiając jako kardynalną zasadę, grawitacyjne, nieszkodliwe odprowadzenie tych odpływów z obrębu miasta.

II. Objętość odpływu podług obecnej zasady.

Chcąc tym wymogom zadość uczynić i trzymając się dotychczasowych norm odpływu Dyrekcji Dróg wodnych (27.7 litr/sek/ha w czasie wezbrań Wisły), obliczmy odpowiadającą temu wielkość odpływu z lewobrzeżnej połaci miasta i jej odpowiadający profil poza Białuchą ku Dłubni.

Średni ważony spółczynnik spływu dla lewobrzeżnej połaci (do obecnej wschodniej orograficznej granicy miasta) wynosi:

$$\psi_w = \frac{1462 \times 0.364 + 246 \times 0.2 + 1021 \times 0.15 +}{1462 + 246 +}$$

$$\frac{+ (488 + 430) \times 0.10}{+ 1021 + 918} = \frac{825.6}{3647} = 0.22638 .$$

(Pierwszy iloczyn w liczniku odnosi się do zlewni krakowskiej, drugi i trzeci do dorzecza kanalizowanego Białuchy, czwarty do obszarów Czyżyn-Łęgu).

Zatym odpływ z deszczu o natężeniu 27.7 litr/sek/ha wyniesie:

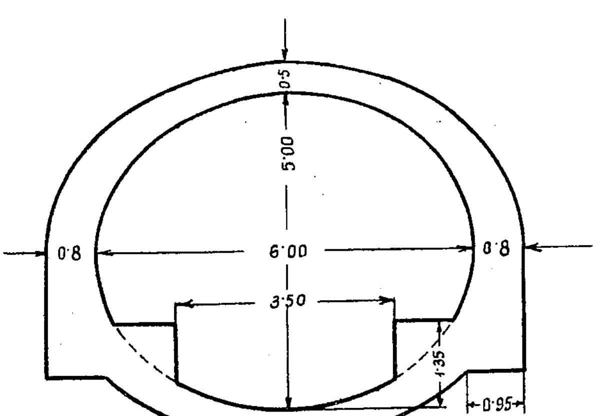
$$Q = \psi_w pF = 0.2264 \times 27.7 \times 3647 = $$
$$= 22869 \text{ litr/sek}$$

z dodatkiem wód brudnych, (wodociągowych) . . . . . 763 litr/sek

23632 litr/sek

Ponieważ deszcze rozlewne o tym, rzekomo miarodajnym natężeniu (27.7) pokrywają obszary ponad 1000 km^2 i ponieważ deszcz trwa dłużej, niż odpływ kanałem, obliczony odpływ nie może być zredukowany, ani z powodu wielkości obszaru opadem objętego, ani z tytułu zmiennej gęstości deszczu w dorzeczu.

P r o f i l. Zastępczy profil kołowy dla tej ilości wody 23.63 m^3/sek i spadku 0.25^0 oo jest kołem o średnicy d = 5.00 m i przekształcony na profil złożony z kinetą i ławeczkami upodobniłby się do



Rys. 1. Kolektor paryski w Clichy.

jednego z największych profilów paryskich (ob. rys. 1). Ale nawet i taki spłaszczony, eliptyczny profil nie dałby się zastosować, bo wstępne studia wykazały, że wylazłby z terenu ponad 2 m miejscami, a prowadzony obok wału wiślanego, utworzyłby drugi wał równoległy. Trudno zgodzić się na takie rozwiązanie, tym mniej realizować je.

Wobec tego, gdy sztucznym sposobem odwodnienia nie możemy sobie pomóc a grawitacyjny prowadzi do niepożądanej ilości odpływu i rozdętego przekroju, nie pozostaje nic innego, jak zrewidować założenia, na których oparto wielkości odpływów kolektorami, na wstępie przytoczone.

Badanie rozciągniemy i na odpływ burzowy i na długotrwały (w czasie wezbrań). Wprawdzie pierwszy nie odgrywa w naszym problemie żadnej roli, bo jest regulowany przelewami burzowymi, nie mniej szczegółowe obserwacje opadu burzowego, jakie poczyniono we Lwowie i w Warszawie przy projektowaniu kanalizacyj Wielkiego Lwowa i Wielkiej Warszawy [1]) — dzięki pewnym analogiom — pozwolą na zorientowanie się w całości zagadnienia, o ile chodzi o założenia hydrologiczne. Oczywiście mówimy tu w dalszym ciągu tylko o lewobrzeżnym kolektorze krakowskim.

III. Odpływ burzowy w sieci kanalizacyjnej.

Ilości opadu burzowego uzasadnia Dyrekcja Dróg wodnych następująco. Intensywność opadu 34 mm na godzinę (97 litr/sek/ha), którą należy uwzględnić na przelewach burzowych, dobrze odpowiada doświadczeniom, poczynionym na już wykonanych kolektorach w innych miastach, o podobnych stosunkach meteorologicznych. Takie natężenie opadu ma odpowiadać wprawdzie deszczowi z czasem trwania tylko 40 minut, ale ze względów bezpieczeństwa przyjęto je jako opad trwały (ob. Sprawozdanie hydrotechn.).

Przy dowolnie obranej intensywności opadu burzowego (97 litr/sek) i przy przyjętej intensywności długotrwałego opadu (27.7 litr/sek) wynik obliczeń nie jest poza tym ścisły.

I tak ilość odpływu burzowego, przy średnim ważonym spółczynniku spływu 0.312 i kanalizowanej powierzchni 1462 (podług sprawozdania) wynosi:

$$Q_1 = 1462 \times 97 \times 0.312 = 44240 \text{ litr/sek,}$$

więc odpływ z deszczu długotrwałego o natężeniu 27.7 litr/sek powinien wynosić:

$$Q_2 = 44240 \frac{27.7}{97} = 12663 + 520 \text{ wód brudnych}$$
$$= 13183 \text{ litr/sek.}$$

A ponieważ do ujścia doprowadzono 15476, wynosi nadmiar przy ujściu 15476 — 13183 = 2293 litr/sek.

Inaczej liczył inż. Kłeczek — jak z tablic załączonych do protokołu dochodzenia wodno-prawnego wynika — przyjmując dla przyjętego czasu

[1]) Pomianowski, Rybczyński, Woycicki. Hydrologia tom I. Warszawa 1923.

trwania ulewy określoną intensywność deszczu, naogół zgodną z wielkościami, pomierzonymi we Lwowie i w Warszawie. Jeśli chodzi o odpływ końcowy, to podług obecnych metod liczenia, należałoby czas trwania ulewy przyjąć równy czasowi przepływu kanałami i kolektorem i z znanej krzywej intensywności opadu obrać temu odpowiednie natężenie.

Więc np. w danym przypadku, licząc normami lwowskimi i ustalając czas przepływu od początku przesklepionej starej Rudawy do ujścia kolektora w Dąbiu na 110 minut, odczytamy z krzywych intensywności maximum natężenia w dorzeczu 88,7 litrów/sek i odpowiadające temu natężenie średnie w dorzeczu $p_{śr} = 0{,}62\ p_{max} = 55$ litr/sek, a stąd przy przyjętym przez Kłeczka obszarze dorzecza, równym 1335 ha, średnim ważonym spółczynniku spływu $\psi_w = 0{,}364$ jest:

$$Q_1 = 1335 \times 0{,}364 \times 55 = 1335 \times 20 = 26700 \text{ litr/sek.}$$

$$Q_2 = 26700 \times \frac{27{,}7}{55} = 13477 \text{ litr/sek.}$$

Biorąc pod uwagę najbardziej miarodajne obliczenie Kłeczka otrzymujemy przy przyjętych przez tegoż natężeniu deszczu 64,82 litr/sek/ha, o czasie trwania ulewy 72 minut, co odpowiada normom lwowskim i warszawskim, następujące objętości odpływu:

$$Q_1 = 1335 \times 0{,}364 \times 64{,}82 = 31498 \text{ litr/sek.}$$

$$Q_2 = 31498 \ \frac{27{,}7}{64{,}82} = 13460 \text{ litr/sek.}$$

Niezgodnie z powyższymi podaje Kłeczek: odpływ przelewami 16994 litr/sek plus odpływ kolektorem (ujściem) 15464 litr/sek wzgl. 16884 litr/sek, czyli razem **32458**, wzgl. 33878 litr/sek. (Ob. tab. Nr. 11 w protokole dochodzenia wodno prawnego).

Z powyższej analizy obliczeń, na których, jak widać, ciąży brak wskazań ombrometrycznych, wyprowadzamy tylko jeden wniosek, że dopływ końcowy ujściem kolektora został tak przez Dyrekcję Dróg Wodnych, jakoteż przez inż. Kłeczka za wysoko obliczony, w stosunku do obranej intensywności opadu (27,7 litrów/sek/ha) dla deszczu długotrwałego.

IV. Analiza intensywności opadu długotrwałego.

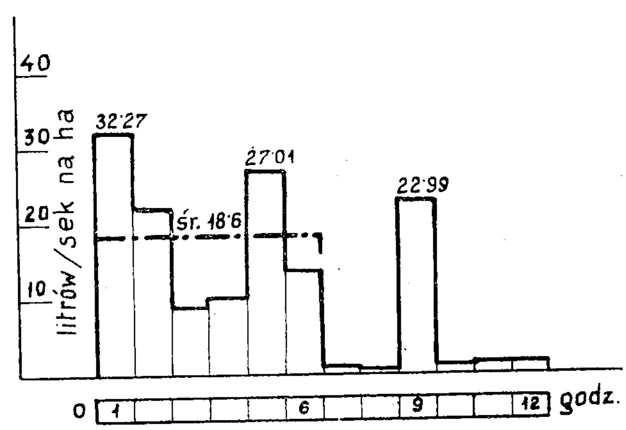
W protokole dochodzenia wodno-prawnego z kwietnia 1907 r., tyczącego się kanalizacji Wisły, znachodzą się zapiski ombrometryczne i wodowskazowe, obejmujące okres od r. 1872 do 1903, a począwszy od r. 1891 także notowania intensywności deszczu, w odstępach jednogodzinnych, na jednym ombrometrze w Obserwatorium Astronomicznym Krakowskim.*)

Z tych ostatnich okazuje się, że w okresie dwunastoletnim od 1891—1903 r. pojawiły się przy wyższych stanach Wisły — przy których wyloty kolektorów i przelewy burzowe musiałyby być zamknięte — dwa opady, przewyższające swoją intensywnością opad 10-milimetrowy w godzinie, a mianowicie opad z dnia 14-go lipca 1891, o natężeniu 11,65 mm/godz. = 32,27 litr/sek/ha, który zapoczątkował 12-stogodzinną ulewę i opad z dnia 16 maja 1897 r., który wśród drobnego deszczu, poprzedzającego i następnego, wykazał w pewnej godzinie natężenie 13,30 mm/godz.

Z wymienionych powyżej dwóch opadów pierwszy z 14/VII 1891, okazał się groźniejszy i ten poddamy analizie. Podane poza tym w protokole (w załączniku) cztery dalsze opady z okresu 1891—1903 i ich godzinne intensywności, jako znacznie mniejsze, nie mają dla nas znaczenia.

Przebieg interesującego nas opadu podług godzinnych zapisków w protokole był następujący. Od godziny 24—1 w nocy ombrometr zanotował 11,65 mm opadu (32,26 litr/sek/ha), poczym natężenie mniejsze w przeciągu dalszych 3 godzin. W piątej godzinie wystąpiło drugie maksimum o natężeniu 9,76 mm (27,01 litr/sek/ha), poczym po dalszych dwóch godzinach, niemal bezdeszczowych, wystąpiło w 9-tej godzinie trzecie maksimum o natężeniu 9,30 mm/godz. (22,99 litr/sek/ha), spadło w dalszej godzinie do mało intensywnego opadu 0,17 mm/godz. i przez dalsze dwie godziny pozostało nieznacznym opadem. Suma opadu w ciągu tych 12-stu godzin wynosi podług godzinnych notowań 49,42 mm = 136,89 litr/sek/ha.

W protokole podano $\Sigma = 41{,}42$ mm, czego nieuwzględniamy, uważając sumę godzinnych notowań za pewniejszą.



Rys. 2). Przebieg godzinnych natężeń deszczu w dniu 14.VII. 1891 w litr./sek/ha.

Na rys. 2-gim przedstawiono przebieg owego deszczu. Czegoż ten dowodzi? Oto, że ombrometr Obserwatorium — jak widać — znalazł się w ciągu 12-stogodzinnego deszczu trzy razy w centrum burzy, ale nie wynika z tego bynajmniej, że którekolwiek z 3 maksymalnych natężeń możemy uważać za przeciętne w dorzeczu, bo niewiadomo, jaki obszar każde z owych 3 maksimów pokryło.

*) Został zagrabiony przez Niemców przed 6-ciu latami.

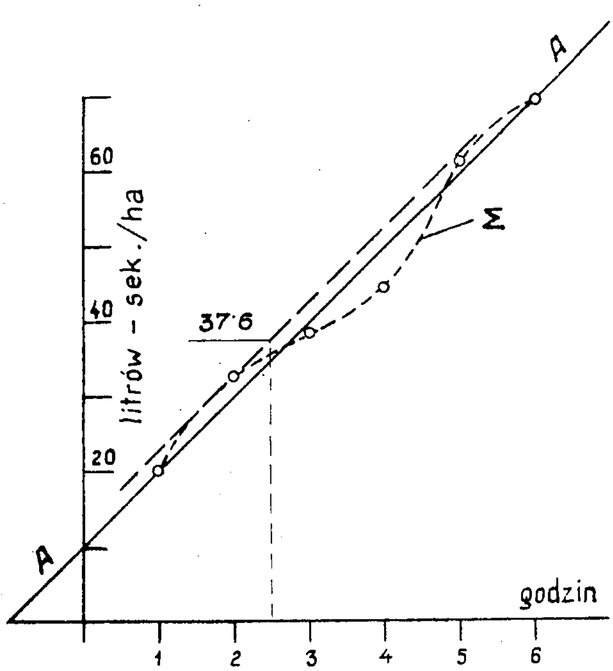
Widoczne jest raczej, że maksima przesuwały się w czasie i przestrzeni.

Dążąc do określenia średniego w dorzeczu natężenia, widzimy z rys. 2, że dociekania wypadnie ograniczyć do maksimum **6-ciu** godzin, gdyż dalszy przebieg opadu — wobec godzin bezdeszczowych — może tylko zniekształcić i obniżyć wynik.

Poza tym widać, że wobec dużej amplitudy wahań pojedynczych natężeń godzinnych jasnego obrazu przebiegu natężenia średniego w dorzeczu nie możemy otrzymać jedynie z położenia średniej arytmetycznej (18,6 litr/sek/ha).

Postąpimy zatym następująco. Korzystając z obserwacyj ombrometrycznych lwowskich i warszawskich, przyjmiemy, zgodnie z tymi, że średnie natężenie opadu w dorzeczu równa się 62% maksymalnego, i dla tych natężeń wykreślimy linię sumową, jak w rys. 3). Sumowane natężenia godzinne i ich 62%-tową wartość podaje następująca tabelka.

Godz.	1	2	3	4	5	6
p l sek/ha	32,27	20,398	8,864	9,47	27,01	13,16
Σ p ...	32,27	52,668	61,532	71,502	98,512	111,672
62% ...	20,00	32,654	38,150	44,331	61,077	69,237



Rys. 3. Sumowane średnie natężenie w dorzeczu wyrównane prosta A-A

Przebieg linii sumowej (kreskowanej), i wyrównującej A — A w rys. 3) daje nam znacznie lepszy pogląd na przebieg średniego w dorzeczu natężenia deszczu w związku z czasem trwania tegoż, niż powyższy rys. 2), nie mniej dopuszcza do różnej interpretacji tegoż, co wynika z następującego rozważania. Równanie prostej wyrównującej A—A, odpowiadającej średniemu natężeniu jest:

$$p_{śr} = 10 + 10t \ldots \text{ l sek/ha } (\mathbf{t} \text{ w godzinach}).$$

Odrzucając podstawowe 10 litr/sek/ha = 3,6 mm/godz. na początkową retencję **terenową,** wogóle nie dochodzącą do odpływu z powodu parowania i wsiąkania, otrzmalibyśmy:

$$p_{śr} = 10 \times t \text{ litrów/sek/ha.}$$

Lecz nie każdy deszcz rozpoczyna się intensywnym opadem, jak w niniejszym przypadku, zazwyczaj drobny poprzedza ulewę i nasyca teren, więc nieuwzględnienie owych podstawowych 10 litrów/sek/ha nie jest wskazane. Dlatego nie tylko nie obniżymy prostej wyrównującej A—A, lecz podniesiemy ją nawet o 2.6 litr/sek/ha, ponieważ natężenie w drugiej godzinie opadu leży o tyleż wyżej ponad prostą A — A.

Wobec tego suma natężeń np. dla 2½ godzinnego opadu wyniesie 37.6 mm, a natężenie godzinne 37.6 : 2.5 = 15 litr/sek/ha i takie niezmienione, z drobną nadwyżką, utrzymuje się w dalszym ciągu opadu aż do 6-ciu godzin, jak widać z przebiegu prostej A — A na rysunku 3-cim. Zatym — jak z przebiegu natężeń deszczu w dniu 14/VII 1891 wynika — średnie w dorzeczu natężenie deszczu wynosi tylko 15 litr/sek/ha), i jest niższe niż średnie z 6-cio godzinnego opadu (18.6 litr/sek/ha), jednak pod założeniem, że $p_{śr} = 0.62\, p_{max}$.

Jeżeli chodzi o opady burzowe, to takie założenie jest niewątpliwie słuszne, stwierdzone przezemnie na podstawie materiałów lwowskich i warszawskich, przez prof. Pomianowskiego opracowanych, czy jest jednak ważne dla opadów długotrwałych, o które tutaj chodzi, tego przesądzać nie możemy.

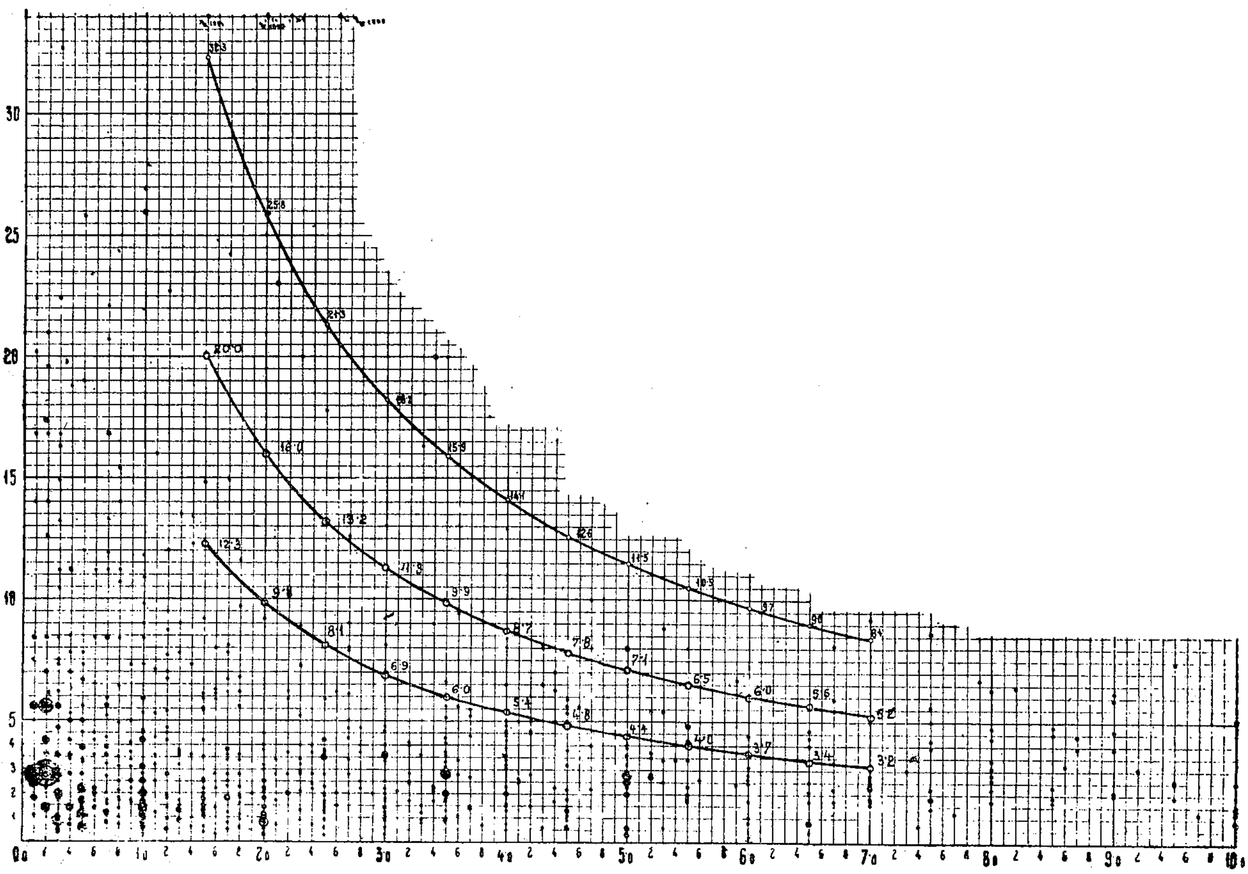
Jest rzeczą trudną znaleźć w literaturze źródłowy materiał, tyczący się przebiegu deszczów długotrwałych, bo na takim, jeśli chodzi o kanalizację miasta, nikomu nie zależało. Z dostępnych mi, opracowanych spostrzeżeń ombrometrycznych, okazał się najprzydatniejszy, opublikowany przez W. Voit'a [1]), przebieg krzywej intensywności deszczów długotrwałych od 1.5—7 godzin we Wiedniu, który w odbitce fotograficznej poniżej (rys. 4) pokazano.

Krzywa intensywności **maks.** opadu długotrwałego przybiera u tegoż postać:

$$p_{max} = \frac{a}{b + t} \text{ litr/sek/ha}$$

(gdzie **t** w godzinach, stała a = 61.9, b = 0.4) i jest narysowana w rys. 4-tym przez Voit'a u góry, jako obwiednia — jak widać — opadów maksymalnych. Stosując zasadę, że średni opad w dorzeczu wynosi 62% maksymalnego, zatym minimalny 38% maksymalnego i kreśląc krzywą dla minimalnego, widzimy z rys. 4, że ta dolna wcale dobrze wyłącza opady minimalne, wobec czego i średnia dla 62%-owych wartości będzie odpowiednia także dla deszczów długotrwałych.

[1]) W. Voit. Über Sammelkanäle und deren Höchstbeanspruchung, Zeitschrift des Oesterr. Ingenieur und Architekten Vereines, Wiedeń 1909, Nr. 29. Voit był inicjatorem projektu odprowadzenia wód kanałowych do Drwiny (uwaga autora).



Rys. 4. Przebieg maksymalnego, średniego i najmniejszego opadu długotrwałego w Wiedniu.

Dodajmy jednak odrazu, że przyjmując średnie w dorzeczu natężenia opadu w ilości 15 litr/sek/ha, odpowiedzieliśmy wprawdzie warunkom najintensywniejszego, znanego deszczu długotrwałego, lecz wynikły stąd odpływ dla dorzecza krakowskiego: $Q = 0.364 \times 1462 \times 15 = 7940$ litr/sek może się okazać w przyszłości za mały, w związku z przewidywaną zabudową dzielnic przyległych i wzrostem z tego powodu spółczynnika spływu ψ.

Zakładając — dowolnie zresztą — że ten spółczynnik może wzrosnąć ponad przewidzianą wielkość, w dalekiej przyszłości nawet do $\psi_{śr} = 0.45$ tj. do mniej więcej 5/4 przewidzianego, otrzymamy temu odpowiednie natężenie śr. opadu:

$$p_{śr} = 15 \frac{0.45}{0.364} = 18.54 \sim 18.6 \text{ litr/sek/ha,}$$

czyli natężenie odpowiadające średniej z 6-cio godzinnego opadu (ob. rys. 2).

Za zatrzymaniem tego natężenia i przyjętej redukcji 62%-owej maksymalnego opadu, przemawia jeden ze starszych wzorów, mianowicie Frühlinga:

$$\varphi = 1 - 0.005 \sqrt{L},$$

gdzie φ jest spółczynnikiem redukcyjnym gęstości deszczu (Regenbeiwert φ) a L odległością badanego przekroju kanału od początku kanału w linii powietrznej. Po stwierdzeniu, że odległość ujścia kolektora lewobrzeżnego od początku przesklepionej Starej Rudawy wynosi 5750 mb otrzymamy:

$$\varphi = 1 - 0.005 \sqrt{5750} = 1 - 0.379 = 0.621 .$$

Ponieważ średnie maksymalne natężenie deszczu wynosi dla sześciogodzinnego opadu:

$$\frac{32.07 + 27.01}{2} = 29.64, \text{ przeto:}$$

$$p_{śr.} = 29.64 \times 0.621 = 18.41 \text{ litr/sek/ha} .$$

W świetle tych rozważań wynika, że niema dowodu ani powodu dla przyjęcia 10 mm opadu w godz. (27.7 litr/sek/ha), z którego wynikający odpływ należałoby odprowadzić do ujścia obecnego kolektora i dalej na wschód, przy wezbraniach Wisły.

Licząc natężeniem 18.6 litr/sek na hektar otrzymujemy następujące objętości odpływu:

1) u ujścia obecnego lewobrzeżnego kolektora w Dąbiu

$$Q_1 = 1462 \times 0.364 \times 18.6 = 9888 \text{ litr/sek.}$$

z dodatkiem wód brud. 520 „

10408 litr/sek.

Z czego wynika przeciętny odpływ jednostkowy z 1-go ha okrągło 7,1 litr/sek z 1-go ha. Gdy podług obliczeń Dyrekcji Dróg wodnych odpływ ten miał wynosić 15476 litr/sek, więc redukcja od-

pływu wynosi $\frac{10408}{15476} \times 100 = 67.25\%$ pierwotnego, czyli okrągło 2/3.

2) U połączenia kolektora z dorzecza Białuchy z powyższym, na jej lewym brzegu, przy ważonym średnim spółczynniku spływu:

$$\psi_w = \frac{1462 \times 0.364 + 246 \times 0.2 + 1021 \times 0.15}{2729} =$$
$$= 0.26889$$

$$Q_2 = 2729 \times 0.269 \times 18.6 = 13652 + 671 \text{ wód brudn.} = 14323 \text{ litr/sek}$$

i odpływ jednostkowy $\frac{14323}{2729} = 5.4$ litr/sek/ z ha.

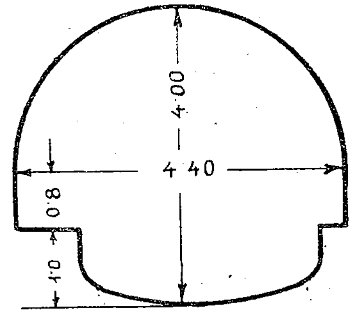
3) U krańców dorzecza po uwzględnieniu dopływu z przyłączonych obszarów Czyżyn i Łęgu wynoszącego:

$$918 \times 18.6 \times 0.10 = 1707 + 92 \text{ wód. brud.} = 1800 \text{ litr/sek.}$$

$$Q_3 = 14323 + 1800 = 16123 \text{ litr/sek}$$

i odpływ jednostkowy $\frac{16123}{3647} = 4.4$ litr/sek z ha.

Gdy odpływ końcowy według założeń Dyrekcji Dróg wodnych miałby wynosić 23632 litr/sek (ob. rozdz. II) wynosi redukcja pierwotnego odpływu: $\frac{16123}{23632} \times 100 = 64\%$.



Rys. 5). Potrzebny przekrój końcowy kolektora lewobrzeżnego

Dla obliczonej ilości odpływu końcowego i spadku 0.25‰ wystarcza profil pokazany na rys. 5-tym, półkolisty z kinetą $\frac{4.00}{4.40}$ m; który da się przystosować do terenu i nie jest nadmierny wobec profilu $\frac{3.45}{4.75}$ m, jaki istnieje na odcinku końcowym kolektora krakowskiego.

W ten sposób możnaby zrealizować postulat nieszkodliwego odprowadzenia wód kanałowych podczas wezbrań Wisły i zabezpieczyć Kraków przed ujemnymi skutkami powodzi, bez pompowania wód kanałowych do Wisły.

Inż. WOJCIECH POGÁNY
Zakład Geolog. Uniw. Jag. Stac. Dośw. Bad. Grunt.

WPŁYW KSZTAŁTU KRUSZYWA NA WYTRZYMAŁOŚĆ BETONU

Każde kruszywo jest scharakteryzowane przez skład ziarna (analiza przez przesiewanie) oraz przez analizę kształtu ziarna,

Powszechnie przyjętą metodą jest analiza przez przesiewanie, nie określa ona jednak kształtu ziaren, przy dołączanych do analizy opisach bywa on tylko ogólnikowo wspomniany (piasek rzeczny, piasek ziemny, ostry piasek, kruszywo szlachetne, kruszywo sześcienne).

Przeprowadzone próby wykazały, że beton o kruszywie sortowanym zapomocą tego samego garnituru sit, ale o różnym kształcie ziaren (kuliste, iglaste, płaskie) będzie miał różną wytrzymałość: kruszywo o kształcie zbliżonym do kuli da największą wytrzymałość betonu, a kruszywo płaskie najmniejszą .Różnice w wytrzymałości wynoszą około 30%. Tak duże różnice powstają przy użyciu tej samej ilości cementu i kruszywa o jednakowej wielkości ziarna, przy nieprzestrzeganiu aby kształt ziaren był jednakowy.

Sposób układania się kruszywa w betonie decyduje o pustych przestrzeniach i o ilości materiału wiążącego. Okrągłe ziarna wytwarzają inne przestrzenie puste niż płaskie, i to nietylko w stanie luźnym ale też po ubiciu. Określanie kruszywa przez badanie objętości przestrzeni pustych, nie dało zadawalających wyników przy użyciu grubego kruszywa, o małej ilości całkiem drobnego ziarna wypełniającego (mączki kamiennej).

Przy przesiewaniu wpadają przez otwory sita ziarna jednakowo wielkie, ale różnych kształtów.

Jeżeli dymenzje ziarn określimy jak następuje:

stronę najdłuższą przez „a“ (długość)
„ średnią „ b (szerokość)
„ najmniejszą „ c (wysokość)

możemy nazwać ziarna o różnych wymiarach a, b, c, ziarnami kulistymi lub sześciennymi, jeżeli a = b, a c jest mniejsze mamy kruszywo płaskie, a jeżeli a jest znacznie większe niż b i c, — kruszywo iglaste.

K. Walz w dziele p. t. „Die Bestimmung der Kornform der Zuschlagstoffe“ Betonstrasse 1936 str. 27 określa granice między wymiennymi sortami w następujący sposób:

a : b < 1,5 > c : b 0,5 sześcienne lub kuliste

a : b < 1,5 < c : b 0,5 płaskie

a : b > 1,5 > c : b 0,5 podłużne } iglaste

a : b > 1,5 < c : b 0,5 podłużne i płask. } iglaste

Wymiary mierzy się zapomocą klubki.

Ziarna mniejsze niż 5 mm jednak trudno jest tym sposobem mierzyć. Jeżeli ziarna określimy przez podanie trzech wyżej wymienionych wymiarów, otrzymujemy „bryłę opisaną“ na mierzonym ziarnie. Nie określa to jednak ściśle kształtu ziarna, gdyż niektóre ziarna mogą mieć prawie dokładnie kształt bryły opisanej, inne zaś stykają się z bryłą tylko w paru punktach, i mają kształt odprysków.

W. Pickel w dziele „Die Bestimmung und Bewertung der Form vom Edelsplitt“ Betonstr. 1937 str. 10, podaje metodę polegającą na doświadczeniu, że po przesianiu przez sito o jednakowych otworach, ziarna sześcienne i kuliste są cięższe niż iglaste lub płaskie.

Im mniejsza jest ilość ziarn przy jednakowym sicie i tej samej wadze, tym lepsze jest kruszywo. Otwory sita były okrągłe. Dla każdej dymensji otworów określił skrajne wartości kształtów ziarna, a więc najlepsze i najgorsze (o największej i najmniejszej wadze). System ten jest dlatego prostszy i szybszy, gdyż odpada mozolne i zajmujące dużo czasu mierzenie każdego ziarna, a ponadto otrzymujemy jeszcze ciężar kruszywa. Niedokładność tego systemu polega na tym, że czasem podłużne (iglaste) ziarna mają większy ciężar niż okrągłe. Należałoby więc wykluczyć od badania ziarna podłużne. Metoda ta jest bardzo wrażliwa na dokładność przesiewania, i rezultat jest w wysokim stopniu zależny od cierpliwości i zręczności pracującego.

F. Gerlach w artykule „Die Prüfung der Mischvorgänge“ Berlin 1936 przyjmuje jako podstawę do określenia dobroci kruszywa ogólną powierzchnię wszystkich ziaren kruszywa. Im bardziej zwarta jest forma ziarna, tym mniejsza powierzchnia w stosunku do wagi. Dla określenia powierzchni ziaren używał safraniny. Różne ziarna wchłaniały barwik rozmaicie, dużo farby wsiąkało w rysy i pory, dlatego eksperyment z safraniną nie dał rezultatu. Wtedy Gerlach zrezygnował z safraniny i zrobił próbę z bitumem. Otoczył ziarna cienką warstwą bitumu, tak, aby kształt pozostał niezmieniony, poza wygładzeniem drobnych nierówności. Następnie zanurzał kruszywo na krótko w silnie skoncentrowanym rozpuszczalniku i odmierzał rozpuszczony bitum. System ten jest jednak zależny od wielu różnych czynników i nie można na nim polegać.

Przy całkiem drobnym materiale można skład kruszywa oznaczyć metodą pneumatyczną (Windsichtverfahren) (Dr. H. W. Gonel, V. D. I. 1928 str. 945). Polega ona na prawidle Stockego i może być tylko stosowana do mączki (poniżej 60 mikromm). System ten nie może być stosowany powszechnie dla kruszywa do betonu.

Dla racjonalnego określenia kształtu kruszywa musi być opracowana metoda o następujących walorach:

1) Zdatna dla kruszywa o wielkościach od najmniejszej do największej,
2) niezależna od osobistych właściwości pracownika,
3) mogąca być o ile możliwe, automatycznie przeprowadzona,
4) umożliwiająca określenie dużej ilości ziaren w krótkim czasie,
5) dająca w rezultacie współczynnik wyrażony cyfrowo, mogący być porównany z innymi rodzajami kruszywa,
6) nie kosztowna.

Tym wymogom stara się sprostać metoda Dr. Ing. Schiela w pracy „Die Kornform der Zuschlagstoffe im Strassenbau“ Berlin 1941.

Metoda ta polega na następującym rozumowaniu:

Opór zanurzonego w cieczy ciała zależy od jego kształtu. Ziarna zostają wolno puszczone do płynu i mierzy się szybkość spadania. System ten bywał już używany dla oznaczenia wielkości ziarna dla całkiem drobnego kruszywa. Przy większych ziarnach możnaby tym systemem oznaczyć kształt ziarna, jeżeli przedtym określimy jego wielkość przez przesianie. Przy ziarnach jednakowej wielkości (przesianych przez jednakie sito), szybkość opadania wykazuje następującą kolejność:

1. Kształt kulisty.
2. „ płaski.
3. „ iglasty.

Badanie przeprowadzono w rurze szklanej ⌀ 8 cm długości napełnionej wodą. 30 cm poniżej poziomu wody zrobiono znak (kreską) a o 1 m niżej drugi znak, tak że czas spadania mierzono na wysokości 1 m. Próby powtórzono 3—4 razy, i średni czas spadania określono jak następuje:

Czas spadania każdego ziarna pomnożono przez jego wagę, poczym ogólną sumę podzielono przez sumę ciężarów wszystkich ziaren. W rezultacie otrzymano przeciętny czas spadania.

Ziarno opada ruchem przyspieszonym do chwili gdy $V(\gamma_k - \gamma_c)$ będzie mniejsze lub równe W.

Ponadto można też opór w cieczy określić następującym równaniem:

$$W = c F \frac{\gamma c}{2g} v^2$$

przyczym c = spółczynnik oporu

f = rzut ciała w kierunku spadku

c = szybkość spadania g = 9·81 cm/sec.

c jest funkcją kształtu ziarna, szybkości opadania i gęstości płynu i jest przy kształcie kulistym ciał kompletnie wyznaczalna. Współczynnik oporu c ma dla dwóch mechanicznie podobnych przebiegów tę samą wartość, i spółczynnik Reynoldsa jest równy.

$$R_c = \frac{v d}{\mu}$$

przyczym d oznacza średnicę kuli, a μ Wiskosę wzgl. kinematyczną gęstość

$$C_k = f(R_c)$$

szybkość końcowa kuli lub ciała do niej podobnego otrzymamy:

$$V(\gamma - \gamma_f) = C_k F \frac{v^2}{2g} \gamma_t \text{ przyczym}$$

$$V = \frac{d^3 n}{6}, \; F = \frac{d^2 n}{4} \; g = 9.81 \text{ m/sek}$$

tym systemem można obliczyć szybkość końcową przez próbowanie, za pomocą cyfr Reynoldsa, przy użyciu tabeli Reynoldsa.

Jeżeli d jest mniejsze niż 0,1 mm można zastosować prawidło Stocka, w którym szybkość zmienia się w stosunku do kwadratu średnicy. Natomiast jeżeli d jest większe, szybkość zmienia się w stosunku do drugiego pierwiastka d.

Sortowanie kruszywa na podstawie prawidła o spadaniu jest właściwie sortowaniem według szerokości. Allen badał ziarna o przekroju kształtu koła, a rozmaitych kształtach bryły (kuliste, iglaste, płaskie), i otrzymał dla tych trzech rozmaitych brył następujące określenia szybkości:

Kuliste	objętość	0,524	waga	1,57 gr	szybkość	80,6
iglaste	„	3,930	„	11,79 „	„	65
płaskie	„	0,157	„	0,47 „	„	26,6

Allen wyprowadza dla małych ziarn o kolistym przekroju następujące prawidło szybkości spadania: v = 22400 a · d przyczym „a" oznacza grubość płytki a „d" jej średnicę. Dochodzi on do wniosku, że szybkość spadania płaskich ziaren wynosi około 33—40% szybkości u ziaren kulistych.

Szybkość spadania jest też uzależniona od temperatury wody, wpływ ten jest jednak tak nieznaczny, że można go nie uwzględniać przy ziarnach większych niż 5 mm i różnicy temperatury do 5 stopni.

Należy też brać pod uwagę wpływ ciężaru gatunkowego kruszywa. Jeżeli porównamy szybkość spadania ziaren o różnych ciężarach gatunkowych, otrzymamy następujący wzór:

$$V_2 = V_1 \sqrt{\frac{\gamma_2 - \gamma_f}{\gamma_1 - \gamma_f}}$$

przyczym γ_1 i γ_f oznacza ciężar gatunkowy badanego kruszywa a γ_f ciężar gatunkowy płynu.

Jeżeli dla próbnego ziarna przyjmiemy $\gamma_2 = 3$ a $\gamma_f = 1$, otrzymamy powyższą formułę uproszczoną:

$$V = V_1 \sqrt{\frac{2}{\gamma - 1}}.$$

Jeżeli w praktyce chcemy wzór jeszcze bardziej uprościć, przyjmujemy wysokość spadania 1 m a wtedy dostaniemy wzór:

$$t = t^1 \sqrt{\frac{\gamma - 1}{2}}$$

Przy wysokości 1 m ustalono różnicę między szybkośctą średnią a końcową na 2%, tak, że można jej wogóle nie uwzględniać.

Opis przyrządu do badania powyższym systemem.

Ziarna kruszywa wpadają do rury z celuloidu o owalnym przekroju (10 × 18 cm). Pod rurą obraca się szereg skrzynek do których ziarno wpada, tak, że ziarna o jednakowym czasie spadania, wpadają mniej więcej do tych samych przegród. Cały przyrząd może być ustawiony w naczyniu z wodą. Musi być urządzone automatyczne współdziałanie między uruchomieniem skrzynek równocześnie z otwarciem zbiornika na kruszywo ponad rurą.

Przy badaniu czasu spadania zauważono dość duże wahania, wynoszące około 0,7 sekundy na 3 sek. opadania. Są one przeważnie spowodowane bliskością ścian rury. Przy badaniu większej ilości kruszywa i często powtarzanym zabiegu, różnice te przeważnie wyrównują się.

Prawdopodobny błąd przy tym aparacie można określić formułką:

$$m = \frac{e}{\sqrt{a}}$$

przyczym „e" oznacza czas spadania poszczególnych ziaren, zaś „a" ilość ziaren.

Przy wysokości 1 m i 200-tu ziarnach przeciętny błąd wynosi 0,5% zatym jest bez znaczenia.

Jednorązowe sortowanie nie jest normalnie wystarczające, gdyż często do jednej przegrody wpadają ziarna, które by się raczej nadawały do następnej.

Wrzuca się naraz do rury łyżkę stołową pełną kruszywa.

Każda przegroda może pomieścić 3—5 kg kruszywa.

Czas spadania poszczególnych ziaren określa następujący wzór:

$$t = t' \sqrt{\frac{\gamma - 1}{2}}$$

Należy określić ciężar gatunkowy kruszywa, na podstawie którego oblicza się czas spadania. Potym się określa przeciętny czas spadania według wzoru:

$$t_m = \frac{\Sigma t g}{\Sigma g}$$

przyczym „t" oznacza czas spadania pojedynczych ziaren, a „g" ich ciężar. Sumę „g" można otrzymać po wypróżnieniu przegrody.

Jako wzorowe kruszywo nazywamy takie, które przy jednakich otworach sita, daje najmniejszą szybkość spadania.

Na określenie kształtu kruszywa wprowadzono miernik kształtu (t. zw. Formzahl). Jeżeli nazwiemy „t_0" czas spadania wzorowego ziarna, a „t" czas spadania wzorowego kruszywa, otrzymamy jako miernik:

$$f = 100 \frac{t_0}{t}$$

Miernik ten jest tymbardziej zbliżony do 100, im więcej badane kruszywo jest podobne kształtem do kruszywa wzorowego, średni czas badania kruszywa wzorowego wyznacza się z procentowej ilości ziaren różnej wielkości

$$t_{om} = \frac{\Sigma p t o}{2 p}, \quad \Sigma p = 100, \quad 100\, t_{om} = \Sigma p t_o$$

Wtedy wyznaczyć można średni miernik kształtu badanego kruszywa w następujący sposób:

$$f = \frac{100\, t_{om}}{t_m}$$

Przez wyznaczenie miernika kształtu, byłaby utorowana droga do kontrolowania kruszywa i racjonalnego wykorzystania jego właściwości w robotach betonowych.

Metoda ta, dając możliwość zastosowania w praktyce ma jedną zasadniczą wadę. Aparatura jest bardzo kosztowna. O ile mi wiadomo, takie urządzenie posiadała tylko Politechnika drezdeńska. W rezultacie nadaje się ta metoda tylko do zakładów badań naukowych, a nie jest do zastosowania w małych laboratoriach lub na budowie.

A teraz wspomnę o dwu uproszczonych sposobach badania, zapomocą których ja sam próbowałem rozwiązania problemu. Obydwa systemy są jeszcze w stadjum rozwoju, i próbnych eksperymentów, mam jednak nadzieję, że wkrótce będę mógł wskazać praktyczne zastosowanie moich prób.

W r. 1933 robiłem systematyczne próby obliczenia powierzchni ziaren kruszywa przez barwienie w laboratorium dla badania materiałów, przy katedrze mineralogii i petrografji w krakowskiej Akademii Górniczej.

Próby te nie były pod wpływem metody Gerlacha, która została opublikowana dopiero w 1936 r. Używałem lakier japoński (Celluloselack), który nie wsiąka w drobne rysy na kruszywie, jak to wspominałem o safraninie w systemie Gerlacha. Wysuszone ziarna barwi się albo przez napryskiwanie, albo przaz zanurzanie, a potym suszy. Jako kształt wzorowy dla porównania wprowadziłem kule szklane, których powierzchnia daje się łatwo obliczyć. Powierzchnia ziaren kruszywa zostaje wyznaczona przez ciężar powłoki lakieru (różnica między kruszywem przed i po zanurzeniu w lakieru). Próby wykazały dość duże wahanie, gdyż powłoki nie była dokładnie równej grubości. Wtedy próby przerwałem, a dopiero niedawno udało mi się grubość powłoki oznaczyć z dokładnością do tysiącznej części milimetra.

Zdaje się że tym systemem osiągniemy metodę postępowania szybką, zdatną do użytku i pewną.

Nakoniec jeszcze wspomnę o jednym systemie prostym i praktycznym, nie mającym z poprzednio opisanym nic wspólnego: przy próbach na małą skalę używałem do tego dziecinnego pistoletu pneumatycznego. W praktycznym zastosowaniu musiałoby się skonstruować przyrząd większy i silniejszy. Ziarna przesiane przez jedno sito będą wystrzelone w tych samych warunkach (ten sam kąt nachylenia, ta sama siła). Różnica leży wyłącznie w kształcie ziaren. Opór powietrza, jako funkcja kształtu ziarna, decyduje o dalekości strzału. Według długości rzutu można teraz ziarna o jednej wielkości przesortować według kształtu: kuliste spadną najdalej, płaskie najbliżej.

Matematyczne wyznaczenie linii rzutu, które na skutek oporu powietrza nie będzie parabolą lecz linią balistyczną, jest bardzo skomplikowane. Przy małych szybkościach można przyjąć, że opór powietrza jest proporcjonalny do szybkości, lecz doświadczenie wykazało odchylenia od tej elementarnej zasady, tak, że zrezygnowaliśmy z analitycznego traktowania tego problemu i tylko wykorzystamy doświadczalne rezultaty tej metody.

Wszystkie te metody pracy mają nietylko teoretyczne, ale też ekonomiczne znaczenie. Wytrzymałość betonu można podwyższyć o około 30%, bez użycia większej ilości cementu wzgl. żelaza, i to kosztem stosunkowo niewielkiej pracy eksperymentalnej, i nieznacznej podwyżki ceny robocizny.

Inż. JULIUSZ KORELESKI

Referat zgłoszony na Zjazd Naukowy P. Z. I. B. Sekcja techniczna: zagadnienia naukowo-konstrukcyjne. (Konferencja Statyków-konstruktorów).

PRZYCZYNEK DO OBLICZENIA PARCIA ZIEMI

1. Wstęp

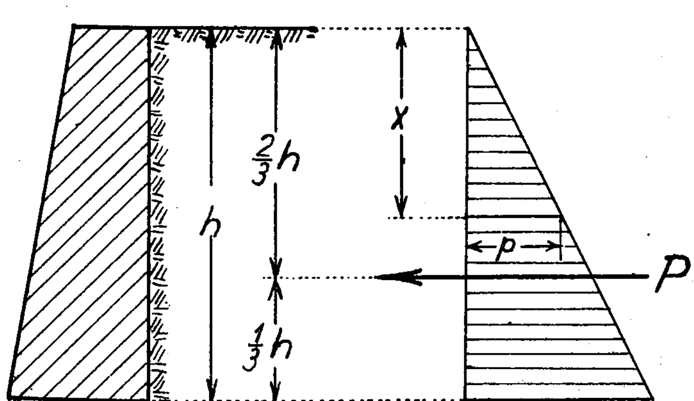
Parcie ziemi na mury oraz ciśnienie ciał sypkich na ściany naczyń traktowane bywają oddzielnie, jako odrębne zagadnienia. Wynika to niewątpliwie stąd, że pierwsze z nich, ujęte w klasycznej teorii Coulomba, było znacznie wcześniej rozważane i badane. Dopiero rozwój budownictwa stalowo-betonowego, a w szczególności budowy silosów, pociągnął za sobą konieczność badania drugiego zjawiska t. j. parcia ciał sypkich na ściany naczynia. Trafną teorię podał tu Janssen w r. 1896. Utrzymała się ona do dzisiaj i została potwierdzona doświadczeniami.

Wydaje się rzeczą bardzo ciekawą porównać ze sobą obie teorie i ich wyniki. W poniższych rozważaniach wykażemy, że t. zw. prawo Coulomba (Ponceleta, Rebhana, Rankine'a) jest tylko szczególnym przypadkiem bardziej ogólnego „prawa Janssena"; porównamy wyniki z cyframi uzyskanymi z doświadczeń i podamy kilka praktycznych reguł, które mogą być wykorzystane przy obliczaniu przyczółków mostowych i tp. oraz rur leżących w wykopach i zasypanych ziemią.

2. Teoria Coulomba

Jest ona zanadto dobrze znana, aby ją powtarzać.

a) Wychodząc z równowagi klina odłamu ziemi otrzymuje się p r z y ś c i a n i e p i o n o w e j i n a z i o m i e p o z i o m y m n i e o b c i ą ż o n y m wielkość poziomego parcia ziemi z wzoru Rankine'a $P = \frac{1}{2} \cdot g \cdot h^2 \cdot tg^2 \left(45^0 - \frac{\rho}{2}\right)$, gdzie g (t/m³) jest ciężarem jednostkowym ziemi, h

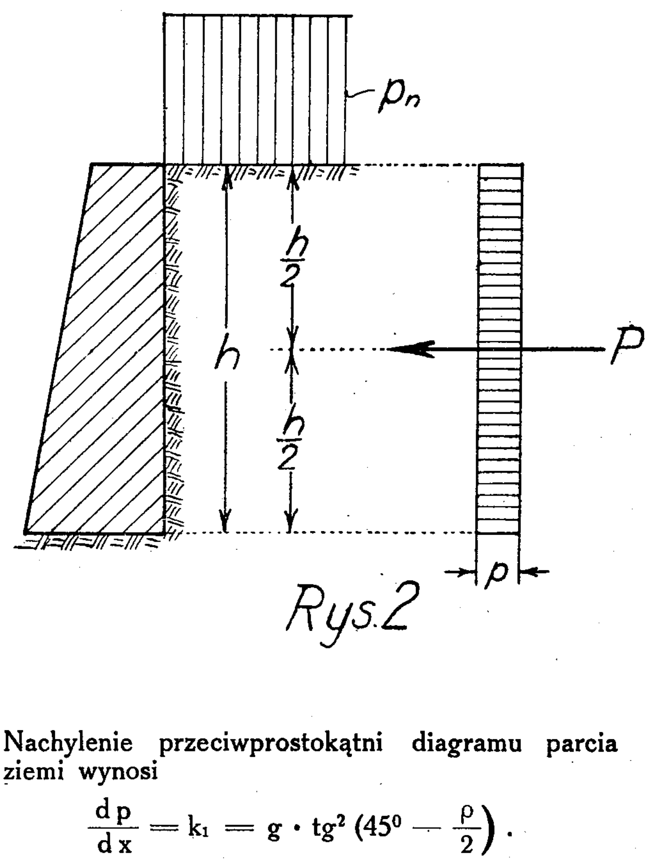


Rys. 1

jest wysokością badanej ściany, ρ jest kątem stoku naturalnego. Wykres parcia ziemi ma kształt trójkąta, rys. 1.

Parcie ziemi na jednostkę powierzchni w dowolnej głębości x równa się

$$p = g \cdot x \cdot tg^2 \left(45^0 - \frac{\rho}{2}\right)$$



Rys. 2

Nachylenie przeciwprostokątni diagramu parcia ziemi wynosi

$$\frac{dp}{dx} = k_1 = g \cdot tg^2 \left(45^0 - \frac{\rho}{2}\right).$$

b) Jeżeli n a z i o m j e s t o b c i ą ż o n y ciężarem równomiernie rozłożonym p_n (t/m²), to całkowite parcie poziome na ścianę wynosi (rys. 2)

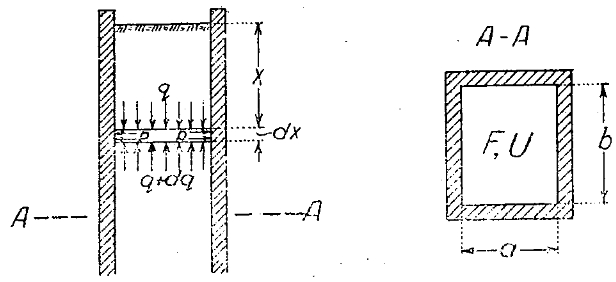
$P = p_n \cdot h \cdot tg^2 \left(45^0 - \frac{\rho}{2}\right)$; parcie poziome na jednostkę powierzchni wynosi

$$p = p_n \cdot tg^2 \left(45^0 - \frac{\rho}{2}\right).$$

W powyższych wzorach przyjęto, że P działa prostopadle do ściany (poziomo), czyli współczynnik tarcia ziemi o mur: $f = tg\,\varphi = 0$.

3. Teoria Janssena

Komora o ścianach pionowych (rys. 3), której przekrój poziomy w świetle ma powierzchnię F (m²) i obwód U (m) jest wypełniona materiałem sypkim o ciężarze jednostkowym g (t/m³).



Rys. 3

Współczynnik tarcia tego materiału o ściany boczne naczynia $f = \operatorname{tg} \varphi$.

a) Wpływ ciężaru własnego.

W dowolnej głębokości x wycinamy w myśli element o powierzchni F i grubości dx. Na jego górną powierzchnię działa ciężar q (t/m²), na dolną zaś $q + dq$. Na powierzchnie boczne działa ciśnienie poziome p (t/m²). Ponieważ warstewka ta jest w równowadze, przeto musi być:

$$F \cdot q + F \cdot dx \cdot g = F(q + dq) + U \cdot dx \cdot p \cdot f,$$

czyli

$$(F \cdot g - U \cdot f \cdot p) \cdot dx = F \cdot dq .$$

Oznaczmy przez k wartość stosunku $\frac{q}{p} = k$, czyli $p = \frac{q}{k}$ i podstawmy tę wartość w poprzednie równanie, to otrzymamy:

$$(F \cdot g - U \cdot f \cdot \frac{q}{k})\, dx = F \cdot dq$$

$$dx = \frac{dq}{g - \frac{f \cdot U}{k \cdot F} \cdot q}$$

Scałkujemy to równanie

$$\int dx = -\frac{k \cdot F}{f \cdot U} \int \frac{-\frac{f \cdot U}{k \cdot F}}{g - \frac{f \cdot U}{k \cdot F} \cdot q} \cdot dq$$

Licznik pod znakiem ostatniej całki jest pochodną mianownika, czyli:

$$x = -\frac{k \cdot F}{f \cdot U} \cdot \ln\left(g - \frac{f \cdot U}{k \cdot F} \cdot q\right) + C$$

Dla $x = 0$, q musi być równe zero, więc stała C

$$C = \frac{k \cdot F}{f \cdot U} \cdot \ln g\text{, czyli otrzymamy}$$

$$x = \frac{k \cdot F}{f \cdot U}\left[\ln g - \ln\left(g - \frac{f \cdot U}{k \cdot F} \cdot q\right)\right]$$

$$x = \frac{k \cdot F}{f \cdot U} \ln \frac{g}{g - \frac{f \cdot U}{k \cdot F} \cdot q}$$

$$e^{\frac{f \cdot U}{k \cdot F} \cdot x} = \frac{1}{1 - \frac{f \cdot U}{k \cdot F \cdot g} \cdot q}$$

i ostatecznie

$$q = \frac{k \cdot g \cdot F}{f \cdot U}\left(1 - e^{-\frac{f \cdot U}{k \cdot F} \cdot x}\right)$$

$$p = \frac{g \cdot F}{f \cdot U}\left(1 - e^{-\frac{f \cdot U}{k \cdot F} \cdot x}\right)$$

Otrzymane równania przedstawiają krzywe logarytmiczne z asymptotami pionowymi, których odstępy od osi x otrzymamy, gdy x dąży do ∞. Będą to największe wartości q_{max} i p_{max}:

$$q_{max} = \frac{k \cdot g \cdot F}{f \cdot U}; \qquad p_{max} = \frac{g \cdot F}{f \cdot U}$$

Styczna w punkcie początkowym ma pochylenie dla krzywej q

$$\frac{dq}{dx} = \frac{k \cdot g \cdot F}{f \cdot U} \cdot \frac{f \cdot U}{k \cdot F} \cdot e^{-\frac{f \cdot U}{k \cdot F} \cdot x}$$

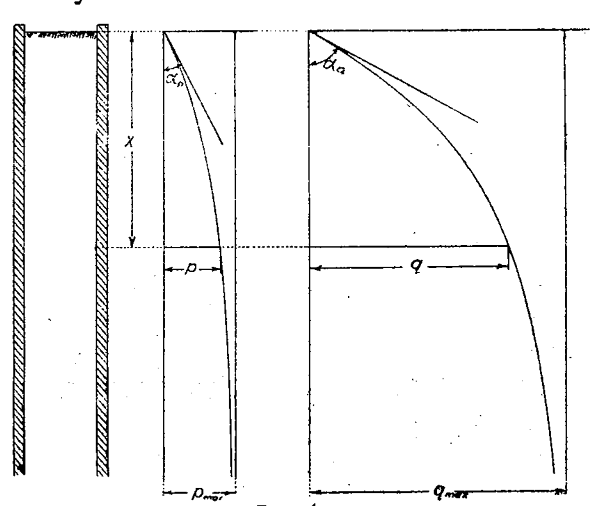
$$\text{gdy } x \to 0 \quad \frac{dq}{dx} = \operatorname{tg} \alpha_q = g$$

dla krzywej p

$$\frac{dp}{dx} = \frac{F \cdot g}{f \cdot U} \cdot \frac{f \cdot U}{k \cdot F} \cdot e^{-\frac{f \cdot U}{k \cdot F} \cdot x}$$

$$\text{gdy } x \to 0 \quad \frac{dp}{dx} = \operatorname{tg} \alpha_p = \frac{g}{k}$$

Por. rys. 4.



Rys. 4

Janssen rozpatruje tylko przypadek, gdy materiał sypki jest luźno nasypany. Dla naszych celów musimy rozważyć też dalszy przypadek, gdy „naziom" jest obciążony.

b) Wpływ obciążenia górnej powierzchni (naziomu).

Niech na górnej powierzchni materiału sypkiego, wypełniającego komorę, znajduje się ciężar równomiernie rozłożony p_n (t/m²). Chcąc zbadać jego wpływ na głębiej położone warstwy pomyślmy sobie, że materiał sypki zachowuje swe inne właściwości (ρ, f), nie ma jednak ciężaru własnego. Postępując podobnie, jak pod a) otrzymamy:

$$F \cdot q = F(q + dq) + U \cdot dx \cdot p \cdot f$$

$$U \cdot f \cdot p \cdot dx = -F \cdot dq, \text{ wstawimy } p = \frac{q}{k}$$

$$\frac{U \cdot f}{k} \cdot q \cdot dx = -F \cdot dq$$

$$dx = -\frac{k \cdot F}{f \cdot U} \cdot \frac{dq}{q}$$

Po scałkowaniu otrzymamy:

$$x = -\frac{k \cdot F}{f \cdot U} \cdot \ln q + C$$

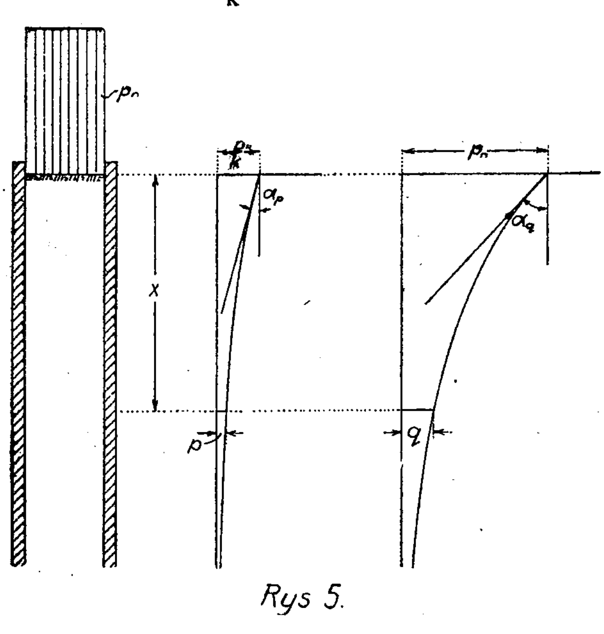
Dla $x = 0$, $q = p_n$ czyli $C = \frac{k \cdot F}{f \cdot U} \cdot \ln p_n$

$$x = \frac{k \cdot F}{f \cdot U}(\ln p_n - \ln q) = \frac{k \cdot F}{f \cdot U} \cdot \ln \frac{p_n}{q}$$

$$e^{\frac{f \cdot U}{k \cdot F} \cdot x} = \frac{p_n}{q}$$

$$q = p_n\, e^{-\frac{f \cdot U}{k \cdot F} \cdot x}$$

$$p = \frac{p_n}{k} \cdot e^{-\frac{f \cdot U}{k \cdot F} \cdot x}$$



Rys 5.

Krzywe q i p przedstawiono na rys. 5.

Styczne w punkcie początkowym mają pochylenie,

dla q: $\frac{dq}{dx} = \operatorname{tg} \alpha_q = -p_n \cdot \frac{f \cdot U}{k \cdot F}$
$x \to 0$

dla p: $\frac{dp}{dx} = \operatorname{tg} \alpha_p = -p_n \cdot \frac{f \cdot U}{k^2 \cdot F}$
$x \to 0$

Doświadczenia wykazują, że wartość k dla danego materiału jest prawie że stałą. Według Koenena możemy przyjąć

$$k = \frac{1}{\operatorname{tg}^2\left(45^0 - \frac{\rho}{2}\right)}$$

4. Zgodność obu teorii

a) Zastanówmy się, co stanie się z wzorami podanymi w ustępie 4 a, gdy współczynnik tarcia między materiałem wypełniającym a ścianami komory będzie nieskończenie malał: $f \to 0$. Dla ciężaru własnego (g) wartości q_{max} i p_{max} będą rosły nieograniczenie. Styczna w dowolnym punkcie do krzywej q będzie miała pochylenie:

$$\frac{dq}{dx} = \operatorname{tg} \alpha_q = g \cdot e^{-\frac{f \cdot U}{k \cdot F} \cdot x}$$

Gdy $f \to 0 \ldots \operatorname{tg} \alpha_q = g$

Dla krzywej p otrzymamy

$$\frac{dp}{dx} = \operatorname{tg} \alpha_p = \frac{g}{k} \cdot e^{-\frac{f \cdot U}{k \cdot F} \cdot x}$$

Gdy $f \to 0 \ldots \operatorname{tg} \alpha_p = g \cdot \operatorname{tg}^2\left(45^0 - \frac{\rho}{2}\right)$.

Podobnie wzory podane dla obciążenia p_n (t/m²) w ustępie 4 b dają dla $f \to 0$ wartości:

$$q = p_n \quad \text{oraz} \quad p = \frac{p_n}{k} = p_n \cdot \operatorname{tg}^2\left(45^0 - \frac{\rho}{2}\right)$$

Skoro porównamy te wyniki z wzorami ustępu (2), wyprowadzonymi z teorii Coulomba — widzimy ich zupełną zgodność. Założenia teorii Coulomba, wychodzącej z klina odłamu są bardzo prymitywne. Gdy pomyślimy sobie wysoką komorę o idealnie gładkich ścianach, to teoria Coulomba już w nieznacznej głębokości zawodzi, gdyż płaszczyzna odłamu przecina przeciwległą ścianę i niższe kliny odłamu wydatnie się zmniejszają. Wskazywałoby to na to, że diagram parcia poziomego nie będzie trójkątem. Tymczasem z teorii Jansena wynika jasno na całej wysokości trójkątny rozkład ciśnień bez względu na szerokość komory, co w nawiązaniu do ciśnień hydrostatycznych — wydaje się bardziej przekonywujące.

b) Pomyślmy sobie, że rozpatrywana komora ma przekrój kwadratowy o boku a. W tym

przypadku $F = a^2$ oraz $U = 4a$, $\frac{F}{U} = \frac{a}{4}$ i wzory ustępu (3a) przybiorą formę

$$q = \frac{k \cdot a \cdot g}{4f} \left(1 - e^{-\frac{4 \cdot f}{k \cdot a} \cdot x}\right)$$

$$p = \frac{g \cdot a}{4f} \left(1 - e^{-\frac{4 \cdot f}{k \cdot a} \cdot x}\right)$$

Gdy długość boku komory a rośnie nieograniczenie, dochodzimy do zwykłego przypadku parcia ziemi na mur, rozpatrywanego przez Coulomba. Tu jednak nasze wzory dla $a = \infty$ dają na q i p symbole nieoznaczone $\infty \cdot 0$. Musimy przeprowadzić przekształcenie na formę $\frac{0}{0}$ i zróżniczkować licznik i mianownik względem a:

$$\lim_{a \to \infty} q = \lim_{a \to \infty} \frac{1 - e^{-\frac{4f}{ka} \cdot x}}{\frac{4 \cdot f}{k \cdot a \cdot g}} =$$

$$= \lim_{a \to \infty} \frac{\frac{4f \cdot x}{ka^2} \cdot e^{-\frac{4f}{ka} \cdot x}}{\frac{4f}{k \cdot a^2 \cdot g}} =$$

$$= \lim_{a \to \infty} x \cdot g \cdot e^{-\frac{4f}{ka} \cdot x} = x \cdot g$$

Podobnie otrzymamy

$$\lim_{a \to \infty} p = \lim_{a \to \infty} \frac{1 - e^{-\frac{4 \cdot f}{k \cdot a} \cdot x}}{\frac{4 \cdot f}{g \cdot a}} =$$

$$= \lim_{a \to \infty} \frac{\frac{4 \cdot f \cdot x}{ka^2} \cdot e^{-\frac{4 \cdot f}{k \cdot a} \cdot x}}{\frac{4 \cdot f}{g \cdot a^2}} =$$

$$= \lim_{a \to \infty} \frac{x \cdot g}{k} \cdot e^{-\frac{4 \cdot f}{k \cdot a} \cdot x} = \frac{x \cdot g}{k} =$$

$$= x \cdot g \cdot tg^2\left(45^0 - \frac{\rho}{2}\right)$$

Wzory ustępu (3b), gdy $a \to \infty$ dają wartości

$$q = p_n \quad \text{oraz} \quad p = \frac{p_n}{k} = p_n \cdot tg^2\left(45^0 - \frac{\rho}{2}\right)$$

Doszliśmy tu do tych samych wyników co i pod a). Widzimy, że wychodząc z teorii Janssena możemy również w prosty sposób dojść do wzoru Rankine'a, wyprowadzonego z innych założeń.

Dla cieżaru własnego parcie ziemi według teorii Coulomba jest granicznym przypadkiem parcia ziemi według Janssena. Zwiększając wymiar „a" otrzymujemy dla wartości p szereg krzywych logarytmicznych; wszystkie one mają wspólną styczną w punkcie początkowym (dla $x = 0$), o pochyleniu $g \cdot tg^2 (45^0 - \frac{\rho}{2})$.

Gdy „a" zdąża do ∞ — krzywa „p" przechodzi wprost w tę styczną, a diagram parcia „p" staje się trójkątem. Podobnie ma się sprawa z wartością „q" gdzie pochylenie stycznej wynosi g.

Dla ciężaru ruchomego p_n (t/m²), gdy „a", zdąża do ∞, diagram parcia „p" i „q" ograniczony logarytmiczną staje się w granicznym przypadku prostokątem o rzędnej

$$p = p_n \cdot tg^2 (45^0 - \frac{\rho}{2}), \quad \text{względnie} \quad q = p_n.$$

c) Praktyczne znaczenie będzie miał jeszcze jeden przypadek szczególny. Niech komora ma przekrój prostokątny o bokach „a" i „b". Dla takiego przekroju stosunek

$$\frac{F}{U} \text{ wynosi } \frac{F}{U} \frac{a \cdot b}{2(a + b)}.$$

Pomyślmy sobie, że bok „a" ma pewną skończoną wartość, natomiast bok „b" rośnie nieograniczenie, to stosunek

$$\frac{F}{U} = \frac{a}{2(\frac{a}{b} + 1)} \text{ zdążać będzie do } \frac{F}{U} = \frac{a}{2}$$

Jest to zarazem największa możliwa wartość tego stosunku.

Wynik ten wykorzystamy przy obliczaniu przyczółków o skrzydłach równoległych oraz rur leżących w głębokich wykopach i zasypanych ziemią.

5. Środki pomocnicze przy obliczeniach

Przy obliczeniu nacinku „p" ciał sypkich na ściany boczne według ustępu (3) nasuwa się konieczność wyznaczenia całkowitego nacisku na ścianę „P" i określenia jego położenia, czyli środka ciężkości powierzchni nacisku jednostkowego „p".

a) Naziom nie obciążony.

W ustępie (3a) otrzymaliśmy wzór na nacisk jednostkowy „p".

$$p = \frac{g \cdot F}{f \cdot U} \left(1 - e^{-\frac{f \cdot U}{k \cdot F} \cdot x}\right)$$

Powierzchnia ograniczona tą krzywą od rzędnej x_1 do x_2 równa się:

$$P = \int_{x_1}^{x_2} p \cdot dx = \frac{g \cdot F}{f \cdot U} \int_{x_1}^{x_2} \left(1 - e^{-\frac{f \cdot U}{k \cdot F} \cdot x}\right) \cdot dx =$$

$$= \frac{g \cdot F}{f \cdot U} \left[(x_2 - x_1) + \frac{k \cdot F}{f \cdot U} \left(e^{-\frac{f \cdot U}{k \cdot F} \cdot x_2} - e^{-\frac{f \cdot U}{k \cdot F} \cdot x_1} \right) \right]$$

Moment statyczny tej powierzchni względem początku układu wynosi:

$$S = \int_{x_1}^{x_2} p \cdot x \cdot dx = \frac{g \cdot F}{f \cdot U} \int_{x_1}^{x_2} \left(x - x \cdot e^{-\frac{f \cdot U}{k \cdot F} \cdot x}\right) \cdot dx =$$

$$= \frac{g \cdot F}{f \cdot U} \left\{ \frac{x_2^2 - x_1^2}{2} + \frac{k \cdot F}{f \cdot U} \left[x_2 \cdot e^{-\frac{f \cdot U}{k \cdot F} \cdot x_2} - x_1 \cdot e^{-\frac{f \cdot U}{k \cdot F} \cdot x_1} + \frac{k \cdot F}{f \cdot U} \left(e^{-\frac{f \cdot U}{k \cdot F} \cdot x_2} - e^{-\frac{f \cdot U}{k \cdot F} \cdot x_1} \right) \right] \right\}$$

Rzędną ośrodka ciężkości obliczymy z wzoru

$$x_s = \frac{S}{P}$$

b) **N a z i o m o b c i ą ż o n y c i ę ż a r e m** p_n (t/m²).

W ustępie (3 b) doszliśmy do wzoru

$$p = \frac{p_n}{k} \cdot e^{-\frac{f \cdot U}{k \cdot F} \cdot x}$$

Powierzchnia ograniczona tą krzywą od rzędnej x_1 do x_2 równa się:

$$P = \int_{x_1}^{x_2} p \cdot dx = \frac{p_n}{k} \int_{x_1}^{x_2} e^{-\frac{f \cdot U}{k \cdot F} \cdot x} dx =$$

$$= \frac{p_n \cdot F}{f \cdot U} \left(e^{-\frac{f \cdot U}{k \cdot F} \cdot x_1} - e^{-\frac{f \cdot U}{k \cdot F} \cdot x_2} \right)$$

Moment statyczny tej powierzchni względem początku układu wynosi:

$$S = \int_{x_1}^{x_2} p \cdot x \cdot dx = \frac{p_n}{k} \int_{x_1}^{x_2} x \cdot e^{-\frac{f \cdot U}{k \cdot F} \cdot x} \cdot dx =$$

$$= \frac{p_n \cdot F}{f \cdot U} \left[x_1 \cdot e^{-\frac{f \cdot U}{k \cdot F} \cdot x_1} - x_2 \cdot e^{-\frac{f \cdot U}{k \cdot F} \cdot x_2} + \frac{k \cdot F}{f \cdot U} \cdot \left(e^{-\frac{f \cdot U}{k \cdot F} \cdot x_1} - e^{-\frac{f \cdot U}{k \cdot F} \cdot x_2} \right) \right]$$

Rzędna środka ciężkości, jak pod a)

$$x_s = \frac{S}{P} .$$

Widzimy, że zarówno we wzorach powyższych jak i poprzednich (ustępu 3), występują wyrażenia $e^{-\frac{f \cdot U}{k \cdot F} \cdot x}$, które praktycznie jest ująć w odpowiednią tabelę pomocniczą.

W y g o d n y b ę d z i e n a s t ę p u j ą c y t o k p o s t ę p o w a n i a p r z y o b l i c z e n i a c h.

Oznaczenia:

- g ciężar jednostkowy materiału wypełniającego (t/m³)
- p_n obciążenie górnej powierzchni (naziomu) (t/m²)
- F powierzchnia przekroju poziomego komory w świetle (m²)
- U obwód przekroju poziomego komory w świetle (m)
- ρ kąt tarcia wewnętrznego materiału wypełniającego (kąt zesypu),
- φ kąt tarcia między materiałem wypełniającym i ścianami,
- x głębokość rozpatrywanego elementu powierzchni, licząc od górnej powierzchni materiału wypełniającego (m)
- p ciśnienie poziome na jednostkę powierzchni ściany pionowej w głębokości x (t/m²)
- q ciśnienie pionowe na jednostkę powierzchni poziomej w głębokości x (t/m²)

Tabela pomocnicza

$\lambda . x$	$e^{-\lambda . x}$	Różnica tablicowa	$\lambda . x$	$e^{-\lambda . x}$	Różnica tablicowa
0,1	0,905	0,095	1,6	0,202	0,021
0,2	0,819	0,086	1,7	0,183	0,019
0,3	0,741	0,078	1,8	0,165	0,018
0,4	0,670	0,071	1,9	0,150	0,015
0,5	0,607	0,063	2,0	0,135	0,015
0,6	0,549	0,058	2,1	0,123	0,012
0,7	0,497	0,052	2,2	0,111	0,012
0,8	0,449	0,048	2,3	0,100	0,011
0,9	0,407	0,042	2,4	0,091	0,009
1,0	0,368	0,039	2,5	0,083	0,008
1,1	0,333	0,035	2,6	0,074	0,009
1,2	0,301	0,032	2,7	0,067	0,007
1,3	0,273	0,028	2,8	0,061	0,006
1,4	0,247	0,026	2,9	0,055	0,006
1,5	0,223	0,024	3,0	0,050	0,005
		0,021			

P całkowity nacisk poziomy na ścianę w głębokości od x_1 do x_2, przy szerokości ściany 1m (t)

S moment statyczny tej siły P względem górnej powierzchni ziemi (tm)

x_s rzędna wypadkowej P liczona od górnej powierzchni ziemi (m)

Obliczamy kolejno:

$$k = \frac{1}{tg^2 (45^0 - \frac{\rho}{2})}$$

$$f = tg\, \varphi$$

$$\mathcal{K} = \frac{f \cdot U}{k \cdot F}$$

Gdy naziom jest nie obciążony

$$p = \frac{g}{k \cdot \mathcal{K}} \cdot (1 - e^{-\mathcal{K} \cdot x})$$

$$q = \frac{g}{\mathcal{K}} \cdot (1 - e^{-\mathcal{K} \cdot x})$$

$$P = \frac{g}{k \cdot \mathcal{K}} \left[(x_2 - x_1) + \frac{1}{\mathcal{K}} (e^{-\mathcal{K} \cdot x_2} - e^{-\mathcal{K} \cdot x_1}) \right]$$

$$S = \frac{g}{k \cdot \mathcal{K}} \left\{ \frac{x_2^2 - x_1^2}{2} + \frac{1}{\mathcal{K}} \left[x_2 \cdot e^{-\mathcal{K} \cdot x_2} - x_1 \cdot e^{-\mathcal{K} \cdot x_1} + \frac{1}{\mathcal{K}} \left(e^{-\mathcal{K} \cdot x_2} - e^{-\mathcal{K} \cdot x_1} \right) \right] \right\}$$

$$x_s = \frac{S}{P}$$

Gdy naziom jest obciążony (wpływ samego obciążenia naziomu p_n t/m²).

$$p = \frac{p_n}{k} \cdot e^{-\mathcal{K} \cdot x}$$

$$q = p_n \cdot e^{-\mathcal{K} \cdot x}$$

$$P = \frac{p_n}{k \cdot \mathcal{K}} (e^{-\mathcal{K} \cdot x_1} - e^{-\mathcal{K} \cdot x_2})$$

$$S = \frac{p_n}{k \cdot \mathcal{K}} \left[x_1 \cdot e^{-\mathcal{K} \cdot x_1} - x_2 \cdot e^{-\mathcal{K} \cdot x_2} + \frac{1}{\mathcal{K}} (e^{-\mathcal{K} \cdot x_1} - e^{-\mathcal{K} \cdot x_2}) \right]$$

$$x_s = \frac{S}{P}$$

Dla ułatwienia obliczeń wartości $e^{-\mathcal{K} \cdot x}$ podano w tabeli pomocniczej. Wartości pośrednie możemy uzyskać przez interpolację liniową, w czym pomocne są podane w kolumnie trzeciej różnice tablicowe.

6. Wyniki doświadczeń

Doświadczenia dotyczące parcia ziemi nie są zbyt bogate. Te zaś, które były wykonywane — ze zrozumiałych powodów ograniczyły się do małych wymiarów badanej ściany — zwykle poniżej 1 m. Ponieważ badania przeprowadzono w specjalnie do tego celu sporządzonych skrzyniach — nasuwa się przypuszczenie, że obserwowano i mierzono tu nie czyste parcie ziemi, jakie spotykamy przy murach oporowych (Coulomb), lecz wielkość nacisku na ścianę komory (Janssen). Wprawdzie przy nowszych doświadczeniach starano się przez zastosowanie specjalnych urządzeń, wyeliminować wpływ tarcia o boczne ściany, to jednak skuteczność działania tych urządzeń może budzić dużo wątpliwości i zastrzeżeń. — Jak wspomnieliśmy powyżej, badano nacisk na ściany o niewielkiej wysokości. Ponieważ wymiary poziome komory były kilkakrotnie większe od wysokości ściany, przeto obserwowany i faktycznie mierzony nacisk na ścianę skrzyni, stanowił sam początek krzywej logarytmicznej (p) (Janssen), ta zaś w swej początkowej części tylko nieznacznie odchyla się od linii prostej, stycznej w punkcie początkowym (Coulomb). Stąd może powstało przekonanie, że doświadczenia te potwierdziły trójkątny rozkład nacisku ziemi ze wzrostem głębokości. — Przytoczymy tu jedynie nowsze doświadczenia i porównamy je z wynikami według Janssena.

a) Doświadczenia wykonane przez Müller—Breslaua w 1906 r.

Skrzynia miała badaną ścianę o szerokości a = 1,015 m i wysokości 0,744 m. Ciężar własny ziemi g = 1,6 t/m³, kąt stoku naturalnego ρ = 32⁰, kąt tarcia ziemi o ścianę φ = 27⁰20'.— Całkowite parcie poziome na tę ścianę, zmierzone bezpośrednio, wynosiło P = 116,2 kg; jeśli uwzględni się tarcie o ściany boczne — otrzymano

$116{,}2 \cdot \frac{141}{131} = 125$ kg. Licząc według Janssena przyjmijmy dla pewności, że drugi wymiar poziomy skrzyni był znacznie większy, czyli zastosujmy przypadek (c) ustępu (4), oraz tok obliczenia ustępu (5).

$$k = \frac{1}{tg^2 (45^0 - \frac{32^0}{2})} = \frac{1}{0{,}554^2} = 3{,}26$$

$$f = tg\, 27^0 20' = 0{,}517$$

$$\mathcal{K} = \frac{0{,}517 \cdot U}{3{,}26 \cdot F} = \frac{0{,}517 \cdot 2}{3{,}26 \cdot 1{,}015} = 0{,}313 \text{ m}^{-1}$$

Dla $x_1 = 0$ i $x_2 = 0{,}744$ m otrzymujemy dalej $\mathcal{K} \cdot x_2 = 0{,}313 \cdot 0{,}744 = 0{,}233$; z tablicy

$$e^{-0{,}233} = 0{,}793$$

$$P = \frac{1{,}6}{3{,}26 \cdot 0{,}313} \left[0{,}744 + \frac{1}{0{,}313} (0{,}793 - 1) \right] = 0{,}130 \text{ t}$$

Widzimy, że wartość ta jest bardzo bliska wartości uzyskanej z doświadczenia (0,125 t).

C. d. n.

Dr. inż. WITOLD NOWACKI

Referat zgłoszony na Zjazd Naukowy P. Z. I. B. Sekcja techniczna: Zagadnienia naukowo-konstrukcyjne. (Konferencja statyków-konstruktorów).

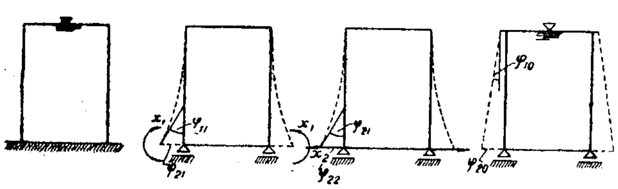
ZASTOSOWANIE METODY ODKSZTAŁCEŃ DO BŁON OBROTOWYCH PRZY OBCIĄŻENIU OBROTOWO-SYMETRYCZNYM

Zastosowanie metody odkształceń do błon obrotowych przy obciążeniu obrotowo-symetrycznym.

Przy łączeniu błon obrotowych obciążonych w sposób obrotowo-symetryczny w jedną całość — postępujemy analogicznie jak przy wyznaczaniu stanu naprężeń układów ramowych. Wyznaczymy odkształconą każdego elementu błonowego oddzielnie, wyrażając przesunięcia i obroty skrajnych przekrojów jako linjowe funkcje momentów zginających i sił tnących tych przekrojów. Odpowiadającą ilości niewiadomych ilość równań warunkowych otrzymujemy z warunków ciągłości odkształconej w węzłach. I tak np. dla błony walcowej w dolnej krawędzi zupełnie utwierdzonej otrzymujemy 2 równania warunkowe:

$$X_1\varphi_{11} + X_2\varphi_{21} + \varphi_{10} = 0$$

$$X_1\varphi_{21} + X_2\varphi_{22} + \varphi_{20} = 0$$



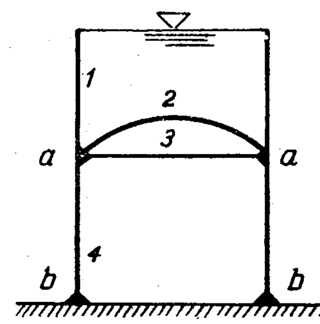
rys. 1.

Dla przykładu rys. 2 naliczymy 10 niewiadomych sił przekroju.

Jeśliby jednak jako nadliczbowe przyjąć wielkości geometryczne (kąty i przesunięcia węzłów), to ilość nadliczbowych spada do dwóch (φ_a, δ_a). Wielkości te wyznaczymy z warunków statycznych, ze zrównoważenia węzła a: $\Sigma M_a = 0$, $\Sigma R_a = 0$.

Gdyby pominąć wpływ wydłużenia płyty a — 3 — a, jedyną nadliczbową pozostaje wielkość φ_a. Należy zatym dla każdego układu błonowego zbadać stopień statycznej i geometrycznej niewyznaczalności i rozwiązywać układ metodą sił lub odkształceń. Przy większej ilości węzłów i przy większej ilości elementów błonowych zbiegających się w węźle stosować będziemy metodę odkształceń.

W dalszym ciągu rozważań ograniczymy się jedynie do błony walcowej połączonej z pierścieniem lub płytą kołową. Metodę objaśnioną na przy-



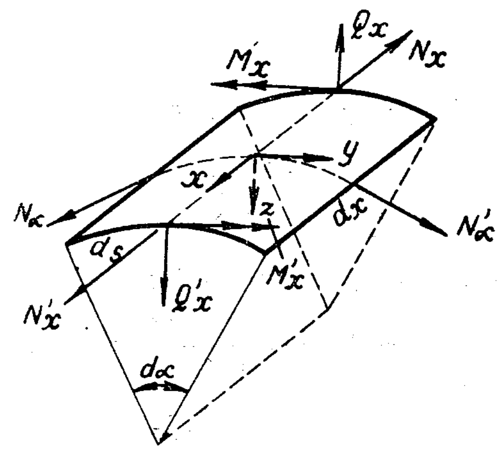
rys. 2.

kładzie błony walcowej rozwinąć można bez trudu na inne typy błon*).

A. **Błona walcowa.** Stan naprężeń błony walcowej, obciążonej w sposób obrotowo-symetryczny określony jest wielkościami: N_x, $N\alpha$, Q_x, M_x Stan obciążeń określają wielkości:

$$P_x,\ P_z,\ P_y = 0$$

$$P = P_x \overset{\wedge}{+} P_z$$



*) Autor opracował rozwinięcie metody na błony sferyczne i stożkowe.

Z równowagi wyciętego elementu błonowego $dx \cdot ds$ uzyskamy:

$$1)\quad \frac{dN_x}{dx} + p_x = 0$$

$$2)\quad \frac{N\alpha}{r} + \frac{dQx}{dx} + p_z = 0$$

$$3)\quad \frac{dM_x}{dx} - Qx = 0$$

Stan odkształceń $(\varepsilon_x, \varepsilon_\alpha, k_x, k_\alpha)$ i przesunięć $(u, v, w,)$ charakteryzują następujące związki:

$$\varepsilon_x = \frac{du}{dx}, \quad \varepsilon_\alpha = -\frac{w}{r}, \quad k_x = -\frac{d^2w}{dx^2},$$

$$k\alpha = 0, \quad \tau = 0. \qquad \ldots (a)$$

Eliminujemy Q_x z równań 2) i 3):

$$\frac{d^2M_x}{d_x} + \frac{N_\alpha}{r} + p_x = 0 \qquad \ldots (4)$$

Całkowanie równania 1) daje

$$N_x = -\int p_x\, d_x + C_1 \qquad \ldots (5)$$

Między stanem naprężeń i odkształceń istnieją następujące związki

$$N_x = D(\varepsilon_x + \mu\varepsilon\alpha), \qquad N\alpha = D(\varepsilon\alpha + \mu\varepsilon_x),$$

$$M_x = -B k_x, \quad Q_x = \frac{dM_x}{dx}, \quad M\alpha = \mu M_x$$

przyczym

$$D = \frac{Eh}{1-\mu^2} \qquad B = \frac{Eh^3}{12(1-\mu^2)}$$

Podstawiając do powyższych równań związki (a) otrzymujemy:

$$N_x = D\left(\frac{du}{dx} - \mu\frac{w}{r}\right) \qquad N\alpha = D\left(\mu\frac{du}{dx} - \frac{w}{r}\right)$$

$$M_x = -B\frac{d^2w}{dx^2} \qquad Q_x = -B\frac{d^3w}{dx^3}.$$

Wstawiając powyższe wartości do równań (4) i eliminując $\frac{du}{dx}$ dochodzimy do równania różniczkowego zwykłego, linjowego 4-go rzędu

$$w^{(L^{IV})} + \frac{L}{L^4}w = \frac{1}{B}\left(\frac{\mu N_x}{r} + p_z\right),$$

$$N_x = -\int p_x\,dx + C_1, \qquad \frac{1}{L^4} = \frac{3(1-\mu^2)}{h^2r^2} \ldots (A)$$

Stan przesunięć określony będzie równaniami:

$$\mu = \int \varepsilon_x d_x + C_2, \qquad v = 0, \qquad w = -r\varepsilon_\alpha$$

Oznaczając przez ς wielkość $\frac{x}{l}$ a przez λ stosunek $\frac{l}{L}$ przekształcimy równanie (A) do postaci:

$$\frac{d^4w}{d(\lambda\varsigma)^4} + 4w = \frac{L^4}{B}\left(\mu\frac{N_x}{r} + p_z\right)$$

$$N_x = -\int p_x\, d_x + C_1 \qquad \ldots (A_1)$$

Rozwiązanie równania (A_1) daje:

$$\omega = W(\lambda\varsigma) + C_1 e^{-\lambda\varsigma}\cos\lambda\varsigma + C_2 e^{-\lambda\varsigma}\sin\lambda\varsigma +$$

$$+ C_4 e^{\lambda\varsigma}\cos\lambda\varsigma + C_4 e^{\lambda\varsigma}\sin\lambda\varsigma \qquad \ldots (A_2)$$

albo w innej postaci:

$$w = W(\lambda\varsigma) + U_1\cos\lambda\varsigma\,\mathrm{Cos}\lambda\varsigma + U_2\cos\lambda\varsigma\,\mathrm{Sin}\,\lambda\varsigma +$$

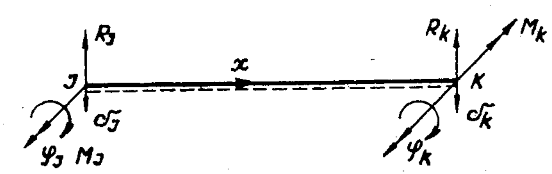
$$+ U_3\sin\lambda\varsigma\,\mathrm{Cos}\,\lambda\varsigma + U_4\sin\lambda\varsigma\,\mathrm{Sin}\,\lambda\varsigma \qquad \ldots (A_3)$$

$W(\lambda\varsigma)$ — rozwiązanie szczególne równania różniczkowego niejednorodnego (A_1) jest funkcją jedynie obciążenia zewnętrznego p_x, p_z.

Dla stanu płytowego naprężeń otrzymuje się te same (lub mało odbiegające) wartości $W(\lambda\varsigma)$ co dla stanu błonowego naprężeń.

Zajmijmy się wyznaczeniem odkształconej w zależności od geometrycznych wartości brzegowych $(W\lambda\varsigma) = 0$. Warunki brzegowe:

$$\left.\begin{array}{l}
\text{dla } \varsigma = \frac{x}{l} = 0 \qquad \delta_I = U_1 \\
\varsigma = 0 \quad -\frac{B}{L^2}\left.\frac{d^2w}{d(\lambda\varsigma)^2}\right|_{\varsigma=0} = M_I = -\frac{2B}{L^2}U_4 \\
\text{dla } \varsigma = 1 \quad \delta_k = U_1\cos\lambda\,\mathrm{Cos}\,\lambda + U_2\cos\lambda \\
\qquad \mathrm{Sin}\,\lambda + U_3\sin\lambda\,\mathrm{Cos}\,\lambda + U_4\sin\lambda\,\mathrm{Sin}\,\lambda \\
\text{,,} \quad \varsigma = 1 \quad M_k = \frac{2B}{L}\Big(U_1\sin\lambda\,\mathrm{Sin}\,\lambda + \\
\qquad + U_2\sin\lambda\,\mathrm{Cos}\,\lambda - U_3\cos\lambda\,\mathrm{Sin}\,\lambda - \\
\qquad - U_4\cos\lambda\,\mathrm{Sin}\,\lambda\Big)
\end{array}\right\} (b)$$



rys. 4.

Dalej różniczkując $w(\varsigma)$ otrzymamy:

$$\varphi_I = \frac{1}{L}\left.\frac{dw}{d(\lambda\varsigma)}\right|_{\varsigma=0} = \frac{1}{L}\left(U_2 + U_3\right)$$

$$\varphi_k = \frac{1}{L}\,\frac{dw}{d(\lambda\varsigma)}\Big|_{\varsigma=1} = \frac{1}{L}\Big\{U_1(\cos\lambda\,\mathrm{Sin}\,\lambda - \sin\lambda\,\mathrm{Sin}\,\lambda) + U_2(\cos\lambda\,\mathrm{Cos}\,\lambda - \sin\lambda\,\mathrm{Sin}\,\lambda) + U_3(\sin\lambda\,\mathrm{Sin}\,\lambda + \cos\,\mathrm{Cos}\,\lambda) + U_4(\sin\lambda\,\mathrm{Cos}\,\lambda + \cos\lambda\,\mathrm{Sin}\,\lambda)\Big\}.$$

Wstawiając do powyższych związków $U_1 \dots U_4$ otrzymane z rozwiązania układu równań (b) i porządkując równanie względem M_I, M_k znajdziemy:

$$\begin{aligned} M_I &= \mu[c(\lambda)\varphi_I + s(\lambda)\varphi_k] - \\ &= \mu'[r(\lambda)\delta_k - t(\lambda)\delta_I] \\ M_k &= -\mu[s(\lambda)\varphi_I + c(\lambda)\varphi_k] + \\ &+ \mu'[t(\lambda)\delta_k - r(\lambda)\delta_I] \end{aligned} \qquad \mu = \frac{2B}{l} \qquad \mu' = \frac{u}{l} \qquad \text{(B)}$$

gdzie

$$c(\lambda) = \lambda\,\frac{\mathrm{Sin}\,\lambda\,\mathrm{Cos}\,\lambda - \sin\lambda\cos\lambda}{\mathrm{Sin}^2\lambda - \sin^2\lambda}$$

$$s(\lambda) = \lambda\,\frac{\mathrm{Cos}\,\lambda\sin\lambda - \cos\lambda\,\mathrm{Sin}\,\lambda}{\mathrm{Sin}^2\lambda - \sin^2\lambda}$$

$$t(\lambda) = \lambda^2\,\frac{\mathrm{Sin}^2\lambda + \sin^2\lambda}{\mathrm{Sin}^2\lambda - \sin^2\lambda}$$

$$r(\lambda) = \frac{2\sin\lambda\,\mathrm{Sin}\,\lambda}{\mathrm{Sin}^2\lambda - \sin^2\lambda}\,\lambda^2$$

Wzory (B) nazywamy wzorami transformacyjnymi problemu.

Z równań $R_I = -\dfrac{B}{L^3}\,\dfrac{d^3w}{d(\lambda\varsigma)^3}\Big|_{\varsigma=0}$

$$R_k = -\frac{B}{L^3}\,\frac{d^3w}{d(\lambda\varsigma)^3}\Big|_{\varsigma=1}$$

znajdziemy

$$\begin{aligned} R_I &= \mu'[t(\lambda)\varphi_I + r(\lambda(\varphi_k] + \\ &+ \mu''[n(\lambda)\delta_k - m(\lambda)\delta_I] \end{aligned} \qquad \text{(c)}$$

$$\mu'' = \frac{u}{l}$$

$$R_k = \mu'[r(\lambda)\varphi_I + t(\lambda)\varphi_k] - \mu''[m(\lambda)\delta_k - n(\kappa)\delta_I]$$

przyczem $n(\lambda) = 2\lambda^3\,\dfrac{\mathrm{Cos}\,\lambda\sin\lambda + \cos\lambda\,\mathrm{Sin}\,\lambda}{\mathrm{Sin}^2\lambda - \sin^2\lambda}$,

$$m(\lambda) = \lambda^3\,\frac{\mathrm{Cos}\,\lambda\cos\lambda + \sin\lambda\cos\lambda}{\mathrm{Sin}^2\lambda - \sin^2\lambda}$$

Podobnie ustawiamy równania transformacyjne dla przypadków szczególnych przegubu w I lub K, wreszcie dla przekrojów swobodnych w I i K.

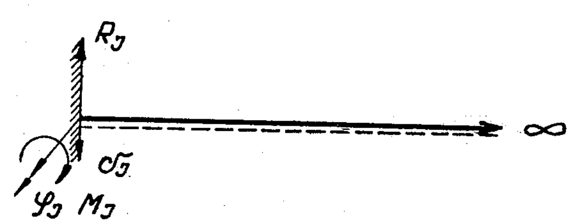
Zmniejszający się człon funkcji w (równ. A_2) jest drganiem okresowo-tłumionym o dekrement logarytmicznym π. Amplitudy $w(\lambda\varsigma)$ i ich pochodne zmniejszają się z każdą połówką fali

$l_0 = \dfrac{\pi l}{\lambda} = \pi L$ o wartość $e^{-\pi}$ czyli $\sim \dfrac{1}{23{,}14}$

poprzedniej amplitudy. Amplitudy zmniejszają się tymbardziej, im większe jest λ, albo im mniejsze jest L. Dlatego przy $\lambda = \dfrac{1}{L} > 7$ można uważać błonę jako nieskończenie długą w jednym kierunku $C_3 \rightarrow 0$, $C_4 \rightarrow 0$.

W tym wypadku

$$\begin{aligned} W &= C_1 e^{-\lambda\varsigma}\cos\lambda\varsigma + C_2 e^{-\lambda\varsigma}\sin\lambda\varsigma \\ M_I &= \mu\lambda\varphi_I + \mu'\lambda^2\delta_I \\ R_I &= -\mu'\lambda^2\varphi_I - 2\mu''\lambda \end{aligned} \qquad \text{(D)}$$



rys. 5.

Jedynie dla niskich błon walcowych, gdzie stosunek $\dfrac{l}{2r}$ waha się koło jedności, należy korzystać ze wzorów transformacyjnych B i C, — przeciwnie — ze wzorów D.

Superpozycja obciążenia zewnętrznego i wpływu wartości geometrycznych brzegowych daje w wypadku wzoru $\lambda = \dfrac{l}{L} < 7$

$$\begin{aligned} M_I &= M_I^0 + \mu[c(\lambda)\varphi_I + s(\lambda)\varphi_k] - \mu'[r(\lambda)\delta_k - t(\lambda)\delta_I] \\ M_k &= M_k^0 - \mu[s(\lambda)\varphi_I + c(\lambda)\varphi_k] + \mu'[t(\lambda)\delta_k - r(\lambda)\delta_I] \\ R_I &= R_I^0 - \mu'[t(\lambda)\varphi_I + r(\lambda)\varphi_k] + \mu''[n(\lambda)\delta_k - m(\lambda)\delta_I] \\ R_k &= R_I^0 + \mu'[r(\lambda)\varphi_I + t(\lambda)\varphi_k] - \mu''[m(\lambda)\delta_k - n(\lambda)\delta_I] \end{aligned} \qquad \text{(E)}$$

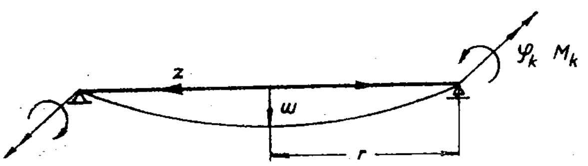
Tutaj M_I^0, M_k^0, R_I^0, R_k^0 są brzegowymi wartościami statycznymi układu podstawowego geometrycznie wyznaczalnego ($\varphi_I = \varphi_k = \delta_I = \delta_k = 0$). Wartości te dla najrozmaitszych typów obciążeń nie trudno znanymi metodami wyznaczyć.

B. **Płyta kołowa** — element często łączony z błoną walcową jako przepona lub zamknięcie albo dno zbiornika. Dla stanu obciążeń $p = \text{const.}$ i przy obrocie brzegu płyty o kąt φ_I uzyskamy

$$M_{Ir} = -\frac{pr^2}{8} + \frac{N}{r}(1+\mu)\varphi_I$$

(w kierunku r) $\quad N = \frac{Ed^3}{12(1-\mu^2)}$

$$M_{It} = -\frac{pr^2}{8}\mu + \frac{N}{r}(1+\mu)\varphi_I$$

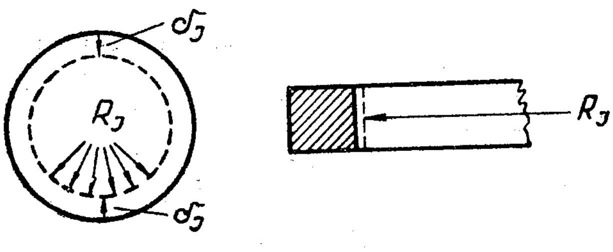


rys. 6.

(w kierunku stycznym). $\quad R_{Ir} = -\frac{pr}{2}$.

C. **Pierścień kołowy** — przyjmujemy jako dostatecznie wielki, tak, że przenosić będzie jedynie siły osiowe. Przy skróceniu średnicy pierścienia o wartość $2\delta_I$ znajdziemy: $R_I = -\frac{EA}{r^2}\delta_I$

A = przekrój pierścienia.



rys. 7.

D. **Równania warunkowe metody odkształceń.**

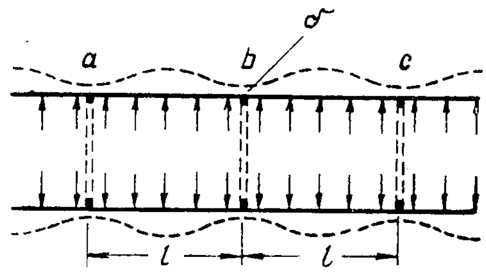
Zajmijmy się najpierw prostym wypadkiem błony cylindrycznej składającej się z kilku walców o różnej grubości. Obciążenie niech będzie rozłożone w sposób ciągły w obrębie walca o stałej grubości. W każdym węźle k wystąpią dwie nadliczbowe (φ, δ). Z równowagi wyciętego węzła k otrzymamy dwa równania:

$$M_{k(k-1)} - M_{k(k+1)} = 0,$$
$$R_{k(k-1)} + R_{k(k+1)} = 0 \qquad \ldots (F)$$

Wyrażając momenty i reakcje przywęzłowe przez geometryczne wartości brzegowe przy pomocy wzorów transformacyjnych (F) otrzymamy dla każdego węzła układ dwóch niejednokrotnych równań liniowych. Ilość równań odpowiada ilości nadliczbowych.

Jeżeli błona posiada grubość stałą, natomiast obciążenie jest funkcją nieciągłą, to miejsce nieciągłości traktujemy jako węzeł i dla takiego węzła wypisujemy równania (F). Znaczne uproszczenie otrzymamy wtedy, gdy dla każdej błony walcowej $\lambda > 7$. Wpływ brzegowych wartości statycznych węzłów $(k-1)$ i $(k+1)$ może być pominięty i dla każdego węzła otrzymamy układ dwóch równań o jedynie dwóch nadliczbowych.

W wypadku obciążenia (rys. 8) pozostaje w każdym węźle nadliczbowa δ.



rys. 8.

$$R_{bc} + R_{ba} + R_{pierścienia} = 0$$
$$R_{bc} = -\mu''[m(\lambda) - n(\lambda)]\delta + R^0$$
$$\varphi_a = \varphi_b = \varphi_c = \ldots = 0$$
$$R_{ba} = -\mu''[m(\lambda) - n(\lambda)]\delta + R^0$$
$$\delta_a = \delta_b = \delta_c = \ldots = 0$$
$$R_{pierśc.} = -\frac{EA}{r^2}\delta$$

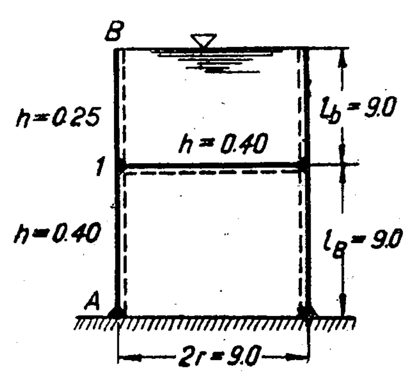
Stąd

$$\delta = -\frac{R^0}{\mu''[m(\lambda) - n(\lambda)] + \frac{EA}{r^2}}$$

Dla

$$A \to 0, \quad \delta \to 0, \quad R_{bc} \to R^0$$

Przypadek zbiegania się błon walcowych i płyty w jednym węźle objaśnia rys. 9. Jedyna nadlicz-



rys. 9.

bowa (przy pominięciu wydłużenia płyty) to kąt φ_1

Zrównoważenie węzła 1 daje:

$$M_{1B} + M_{1\,płyty} - M_{1A} = 0$$

Ale

$$
\left.\begin{aligned}
M_{1B} &= M_{1B}^{0} + \mu_b \lambda_b . \varphi_1 + \mu'_b \lambda_b^2 \delta_1 \\
M_{1A} &= M_{1A}^{0} - \mu_a \lambda_a \varphi_1 + \mu'_a \lambda_a^2 \delta_1 \\
M_{1p} &= M_{1p}^{0} + N \frac{(1+\mu)}{r} \varphi_1
\end{aligned}\right\} \quad (\alpha)
$$

$$\delta_1 = 0, \quad M_{1A}^{0} = 0$$

Stąd

$$\varphi_1 = \frac{-\left(M_{1B}^{0} + M_{1p}^{0}\right)}{\left[\mu_a \lambda_a + \mu_b \lambda_b + \frac{N}{r}(1+\mu)\right]};$$

$$M_{1B}^{0} = \frac{L_b^3 \gamma}{2}(\lambda_b - 1) = 2 \cdot 685 \text{ tm/m};$$

$$M_{1p}^{0} = -\frac{p r^2}{8} = -22 \cdot 79 \text{ tm/m}$$

Stąd $\varphi_1 = 13 \cdot 95 / _{\mu_a \lambda_a}$ a z równań (α)

$M_{1B} = 6{,}985$ tm/m, $M_{1A} = -13 \cdot 95$ tm/m

$M_{1p} = -20{,}397$ t/mm, $R_{1B} = -12{\cdot}28$ tm/m,

$R_{1A} = 13{,}61$ tm/m.

Dla górnej komory przy wyznaczeniu wartości $U_1 \ldots U_4$ z równ. (b) otrzymamy następujące równania:

Odkształcona: $W_{1B} = \frac{1}{1B_b}\Big[0{,}1744(\lambda\varsigma) -$

$- 1{,}936 + 1{,}937 e^{-\lambda\varsigma} \cos\lambda\varsigma + 4{,}583 e^{-\lambda\varsigma} \sin\lambda\varsigma\Big]$

Moment gnący:

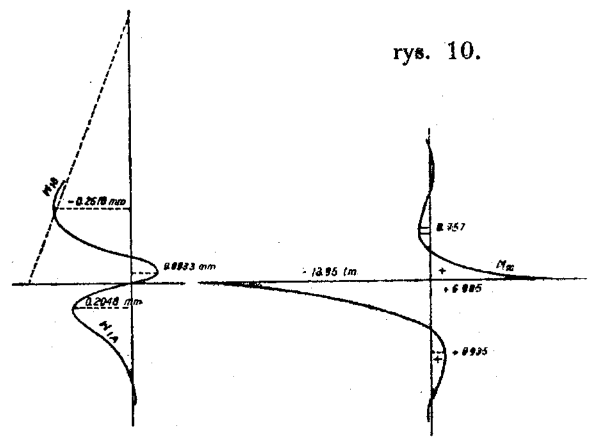
$$M_x = -\frac{1}{2L_B^2}\Big(-9{,}166 e^{-\lambda\varsigma} \cos\lambda\varsigma + $$
$$+ 3.874 e^{-\lambda\varsigma} \sin\lambda\varsigma\Big)$$

Siła tnąca:

$$Q_x = -\frac{1}{2L_B^3}\Big(13{,}04 e^{-\lambda\varsigma} \cos\lambda\varsigma + $$
$$+ 5{,}292 e^{-\lambda\varsigma} \sin\lambda\varsigma$$

$$N_\alpha = -\frac{E h_b}{r} w_b = -0{,}1166 \cdot 10^6 \cdot w_{1B} \cdot$$

Poniżej podano wykresy wielkości W, M_x.



rys. 10.

Dr. Inż. ANDRUSZEWICZ STANISŁAW

Referat zgłoszony na Zjazd Naukowy Polskich Inżynierów Budowlanych Sekcja Ogólna — Zagadnienie organizacji.

O RACJONALIZACJI W KOLEJNICTWIE

(dokończenie artykułu zamieszczonego w Nr. 1—2, 1947)

Dzisiejsze wymogi stawiane budynkom, to jak najwięcej swiatła, powietrza i słońca w suchych pomieszczeniach, oraz zieleń przy budynkach. Przy budowie osiedli kolejowych ideałem byłyby kolonie domków jednorodzinnych z ogrodem obok. Tutaj kwatery masowe i wspólne kuchnie nie są na miejscu.

4. ZABEZPIECZENIE RUCHU POCIĄGÓW

Urządzenia bezpieczeństwa na stacjach dzielimy na: 1) Urządzenia kluczowe o ręcznym nastawianiu zwrotnic. 2) Urządzenia o mechanicznym zeŚrodkowanym nastawianiu zwrotnic i sygnałów. 3) Urządzenia o elektrycznym zeŚrodkowanym nastawianiu zwrotnic i sygnałów.

Dla szlaku rozróżniamy: 1) Porozumienie telegraficzne wzgl. telefoniczne. 2) Blokadę liniową elektromechaniczną. 3) Blokadę liniową samoczynną.

Ze względu na konieczność zapewnienia jak największej przelotności linii kolejowych i stacyj, potrzebne są sprawnie działające urządzenia bezpieczeństwa. W tym celu na pierwsze miejsce wybija się tutaj dążenie do normalizacji urządzeń.

Obecnie wszystkie zarządy kolejewe są jednomyślne co do tego, że na liniach o silnym ruchu pociągów b l o k a d a s a m o c z y n n a na prąd przerywany daje najlepsze rozwiązanie następstwa pociągów, jak i zabezpieczenie pociągu zatrzymanego na szlaku, jak również jest najlepszą z punktu widzenia bezpieczeństwa i wyzyskania zdolności przepustowej linii. Odpadają tu koszty obsługi, zato jednak urządzenia blokady samoczynnej są bardzo kosztowne w budowie i w utrzymaniu. Tuż przed wojną dążyły PKP do wprowadzenia blokady liniowej samoczynnej w szerszym zakresie.

Zaistniała również dążność do wprowadzenia n a s t a w n i s i l n i k o w y c h elektrycznych z dźwigniami służącymi do nastawiania całego kompleksu zwrotnic i sygnałów, odnoszących się do danego przebiegu pociągu. Zagranicą w ostatnich latach przed wojną rozpowszechniło się nastawianie sygnałów i zwrotnic na dużą odległość

z małą ilością obwodów nastawczych i kontrolnych, jak również samoczynne nastawianie zwrotnic.

Dla ułatwienia pracy maszynisty celowe jest stosowanie powtarzania sygnałów na parowozach, a więc naprzykład wskazane jest powtarzać sygnały tarczy ostrzegawczej.

V. INWESTYCJE KOLEJOWE

Inwestycje mają na celu modernizację kolejnictwa, jego racjonalizację i rozbudowę istniejących urządzeń, oraz budowę nowych urządzeń. Przy inwestycjach mających na celu racjonalizację ruchu kolejowego, konieczną jest trafna ocena przyszłego rozwoju ruchu komunikacyjnego, gdyż decyzje tutaj raz powzięte, stwarzają przymus do dalszego kontynuowania robót inwestycyjnych nawet wtedy, gdy przewidywany rozwój ruchu kolejowego nie nastąpił. Szkodliwe są następstwa decyzyj niepewnych co do wyniku ich późniejszej opłacalności i rentowności.

Trudno było przed wojną przeprowadzić inwestycje kolejowe na szerszą skale, jak tego wymagał rozwój państwa, jeżeli zważymy, że przy rocznym budżecie kolejowym wynoszącym do 900 milionów złotych, rozchody eksploatacyjne pochłaniały prawie 800 milionów zł, zaś wydatki na samych emerytów kolejowych wznosiły 100 milonów zł. w złocie rocznie. Przy wartości majątku kolejowego wynoszącej około 8 miliardów zł, osiągana renta stanowiła niewiele ponad 1 %. W tych warunkach większe inwestycje kolejowe, jak np. budowa linii kolejowej Śląsk-Bałtyk albo rozbudowa węzła warszawskiego były możliwe tylko przy przyciągnięciu kapitałów zagranicznych do współpracy. Trzeba bowiem zważyć, że koleje walczyły z ogromnymi trudnościami, obsługując kraj o niskiej stopie życiowej. Należy jednak zaznaczyć, że polskie koleje przedwojenne były przedsiębiorstwem zdrowym, sprawnie funkcjonującym i dającym dochód. Poza tym na utrzymaniu kolei było lotnictwo cywilne, dyrekcje dróg wodnych i drogi kołowe.

Na pierwszym miejscu w przedwojennych inwestycjach kolejowych stała tendencja do modernizacji taboru kolejowego i do przeprowadzenia transportów coraz to większymi i cięższymi pociągami, co pociągało za sobą konieczność ulepszenia nawierzchni dróg kolejowych.

Na drugim miejscu stały wydatki na dalszy rozwój i ulepszenie urządzeń bezpieczeństwa ruchu pociągów, ulepszenia sieci telefonicznej oraz urządzeń do rozrządzania i zestawiania składów pociagów. Miało to wszystko na celu powiększenie przelotności linii kolejowych i zwiększenie bezpieczeństwa ruchu pociągów. Wielkim sukcesem ekonomicznym było przystąpienie do zaopatrywania wagonów towarowych w hamulce zespolone, co umożliwa zaoszczędzenie wielu tysięcy ludzi obsługi, a powiększa bezpieczeństwo ruchu i przyśpiesza ruch pociągów towarowych.

Dalej szły wydatki na powiększenie narzędzi i inwentarza w celu mechanizacji pracy. Tutaj należy specjalnie wymienić automatyczne przyrządy do naprawy nawierzchni, narzędzia warsztatowe, maszyny biurowe, maszyny do drukowania biletów kolejowych itp.

Budowa nowych linii kolejowych stosowana była w latach 1919 — 1939 w niewielkiej mierze, ze względu na brak kapitałów. W tym czasie wybudowano 1646 km nowych linii.

Ważną rolę odgrywają inwestycje mające na celu zwiększenie przelotności linii i stacyj kolejowych, celem opanowania wzrastającego ruchu na kolejach. Węzeł krakowski, który był ciasnym gardłem, uzyskał w czasie tej wojny nową linię obwodową. Poza tym budowlane inwestycje kolejowe są związane z wzrostem ruchu komunikacyjnego.

Ważnym przedsięwzięciem racjonalizacyjnym byłaby elektryfikacja pewnych odcinków sieci kolejowej, w razie możności uzyskania taniego prądu elektrycznego. W Polsce jednak ze względu na bogactwo węgla elektryfikacja kolei nie byłaby w obecnych warunkach rentowną. Przed wojną zelektryfikowano jedynie węzeł kolejowy warszawski, kosztem 270 milionów zł. W obecnej chwili inwestycje mające na celu modernizacje urządzeń, muszą zejść na dalszy plan ze względu nato, że korzyści osiągane w ten sposób nie stoją w odpowiednim stosunku do wydatków na ten cel i do opłacalności.

Inwestycje kolejowe są bowiem bardzo kosztowne. Naprzykład parowóz pociągu pośpiesznego Pt31 kosztował prawie pół miliona zł. przedwojennych. Wagon osobowy stalowy typu Pullmana kosztował 180 000 zł, wagon motorowy „Lux-Torpeda“ — 380 000 zł. Wagon towarowy kryty drewniany 20-tonowy kosztował 30 000 zł, a więc tyle co dom jednopiętrowy. Koszt budowy 1 km linii kolejowej Kraków — Miechów w r. 1935 wynosił 410 000 zł, zaś koszt 1 km linii Sląsk — Gdynia 454 000 zł. Obie linie były jednotorowe. Natomiast w terenie płaskim koszt budowy 15 km linii bocznicowej Tarnobrzeg-Dęba w r. 1937 wyniósł 87 000 zł/km. Na jeden rozjazd kolejowy angielski podwójny wypadał koszt 18 000 zł. Nie mówiąc już o urządzeniach bezpieczeństwa ruchu, które są bardzo wysokie. Kosztowne są mosty kolejowe. Samo wzmocnienie mostu kolejowego przez Wisłę w Toruniu o długości 997,3 metrów w latach 1931 — 1933, polegające na wbudowaniu trzeciego dźwigara głównego, kosztowało 5 milionów zł.

Dziś wszystkie inwestycje muszą być wkładane w odbudowę kolei. Jednak przez racjonalną gospodarkę mogłaby kolej uzyskać większe rezerwy kapitałowe. Można to osiągnąć przez oszczędność w personelu, przez zaoszczędzenie na węglu do parowozów, na dniówkach roboczych i na materiałach nawierzchniowych, oraz w utrzymaniu taboru.

VI. MECHANIZACJA PRACY ROZRZĄDZANIA.

Wielką racjonalizację uzyskano na kolejach przez mechanizacje ruchu rozrządowego Na pierwszym miejscu stoi tu wymaganie unikania szkód w wagonach i w ładunku przy rozrządzaniu. Przez złe obchodzenie się z wagonami następuje ich zniszczenie. Każdy wagon biegnący szybciej ani-

żeli 1 m/sek. i wpadający z tą szybkością na inny wagon, otrzymuje niebezpieczne uderzenie. Racjonalne więc rozrządzanie wymaga nieznacznych szybkości przy zderzaniu się wagonów ze sobą. Należy unikać dalszego przesuwania zatrzymujących się wagonów przez pchnięcie na nich innego wagonu.

Przy rozrządzaniu należy dążyć do jak najmniejszego czasu przebiegu wagonu przez stację. Od tego zależy bowiem cały rozkład jazdy pociądów towarowych i szybkość transportu towarów. Czas przebiegu pociągu przez stacje zależy od czasu czekania i zbierania wagonów, a więc od wielkości ruchu wpadającego do stacji.

Na pierwszym miejscu również stoi tu żądanie wysokiej wydajności pracy, ponieważ chodzi o szybki przebieg pociągu przez stację. Stacja musi tworzyć grupy wagonów przygotowane do wysyłki w rozmaite kierunki, bo inaczej nie można ulepszyć rozkładu jazdy, ani też usprawnić tworzenia pociągów. Każda stacja musi przerobić wielką ilość wagonów w jednostce czasu i musi mieć wielką zdolność do pochłaniania ruchu.

Stacja wtedy pracuje w sposób zadawalający, gdy żaden pociąg nie stoi w grupie torów wjazdowych dłużej, aniżeli to konieczne do przyjęcia pociągu i jego zbadania. Gdzie to nie zostało osiągnięte, tam stacja działa jak przeciążona linia, przed którą pociagi za długo się zatrzymują spowodu zbyt gęstego następstwa pociągów. Wówczas potrzebna jest budowa kosztownych torów postojowych, wtedy traci się wiele czasu na postój pociągów, a więc otrzymujemy wysokie koszta eksploatacji, wreszcie wynikiem tego są opóźnienia w ruchu i w jeździe pociągów. Na te momenty trzeba zważać przy obliczaniu ekonomiczności i wydajności pracy stacji rozrządowej,

Wogóle w przyszłości okaże się niesłychanie ważną konieczność posiadania ekonomicznie pracujących urzadzeń rozrządzających. Najekonomiczniejsze rozwiązanie ruchu rozrządzania jest zawsze najlepsze.

Hamowanie wagonów przy ich rozrządzaniu przez podstawianie drewnianych kłód hamujących koła jest zbyt prymitywne i należy pracę człowieka przy łapaniu wagonów zastąpić przez stosowne mechaniczne urządzenie, albo tak ukształtować rozrządzanie, aby nie trzeba było wyłapywać wagonów. Teraz do łapania wagonów stosowane są płozy hamulcowe syst. Büssinga, lecz to jeszcze nie stanowi rozwiązania problemu. Konieczne jest również ulepszenie parowozów rozrządzających. Zagranicą wprowadzono w użycie do tego celu małe lokomotywy motorowe.

Oszczędna praca stacji rozrządowych jest w dużym stopniu uzależniona od racjonalnego rozkładu jazdy.

VII. RACJONALIZACJA W ROZKŁADACH JAZDY POCIĄGÓW.

Wszelkie zamierzania racjonalizacyjne w rozkładach jazdy mają na celu: 1) Powiększenie szybkości pociągów. 2) Bardziej ekonomiczne wykorzystanie personelu i taboru przez szybszy obieg. 3) Ulepszenie obsługi ruchu pociągów towarowych i pasażerskich. W tym celu trzeba w pełni wykorzystać dzielność pracy parowozów oraz hamowanie pociągów.

Po tamtej wojnie znacznie wzrosła w Europie szybkość pociągów i szybkość jazdy oraz gęstość ruchu. Pośpieszne pociągi towarowe dalekobieżne przebiegały przed wojną z szybkością 30 km/h. Towarowe pociągi zbiorowe lokalne kursowały z szybkością 20 km/h. Ta niewielka szybkość ma swe uzasadnienie w licznych i długo trwających zatrzymywaniach pociągów towarowych na poszczególnych stacjach.

Powiększenie szybkości jazdy pociągów towarowych stało się możliwem przez zaprowadzenie hamulców zespolonych o sprężonym powietrzu i przez lepsze wykorzystanie paliwa w parowozach zapomocą tzw. Pyramów. Dawniej leżała granica ekonomicznej szybkości pociągów towarowych pracujących na hamulcach ręcznych przy 30 km/godz. Przy większej szybkości znacznie wzrastało zapotrzebowanie personelu hamulcowego oraz zużycie węgla tak dalece, że zwiększony wydatek na przyśpieszenie szybkości nie mógł być pokryty przez oszczędności uzyskane naskutek zwiększenia szybkości obiegu wagonów.

Dziś jednak dzięki wprowadzeniu hamulców zespolonych, które może obsłużyć tylko jeden maszynista na parowozie, obsada pociągu jest niezależną od szybkości jazdy, a większe zużycie węgla naskutek większej szykości jazdy nie jest zbyt duże i zostaje pokryte w zupełności przez następujące korzyści:

1) Przez wprowadzenie obliczenia czasu jazdy według diagramu $\frac{s}{v}$ tj. droga przez szybkość i przez obliczanie procentów hamowania według ciężaru zamiast według ilości osi pociągu, został rozkład jazdy oparty na pewniejszych postawach.

2) Zrezygnowano z ustalenia dowolnej szybkości zasadniczej, a na jej miejsce wstawiono graniczne szybkości, wynikające z przepisów kolejowych D16 i R1, oraz z systemu parowozu.

3) Układa się planowe rozkłady jazdy pociągów tak, że istniejąca siła pociągowa parowozu i wyposażenie pociągu w hamulce zespolone zostają w pełni wykorzystane.

Dzięki temu towarowe pociągi zbiorowe mogą osiągać szybkość jazdy $v = 70$ km na godzinę.

Również ujęto na nowo pojęcie najkrótszgo czasu jazdy. Pociąg może w celu nadrobienia opóźnień o tyle przekroczyć planowy czas jazdy, o ile mu nato pozwalają: siła pociągowa parowozu i bezpieczeństwo ruchu. Usunięto więc pojęcie szybkości zasadniczej. Zniknęła różnica pomiędzy towarowymi pociągami pośpiesznymi, a frachtowymi zbiorowymi. Nie ważność danego pociągu towarowego, lecz stosunek jego ciężaru do siły pociągowej parowozu określa szybkość jazdy. Jest to bardzo ważne dla problemu istnienia przesyłek pośpiesznych i zbiorowych.

Schemat połączeń pociągów towarowych.

Ruch pociągów nie może się jednak zadowolić samym tylko powiększeniem szybkości jazdy, a to spowodu niekorzystnego wpływu zatrzymywania się

pociągu po drodze, w celu przetaczania i stawania przed zamkniętym semaforem.

Obecnie przyjmujemy, że naładowany wagon toczy się około 3 godziny dziennie, dalej że zatrzymuje się na stacjach osobowych i rozrządowych po drodze przez 6 godzin, zaś reszta 15 godzin dnia zostaje zużyta na załadowanie i wyładowanie.

Chodzi więc o takie ułożenie rozkładów jazdy, aby czas przetaczania wagonów na stacjach był jak najkrótszy.

Dziś schemat połączeń pociągów towarowych, obejmujący plan wyprawienia wagonów opracowuje się w Dyrekcjach Kolejowych wspólnie z rozkładem jazdy. Na każdej wielkiej stacji rozrządowej oblicza się dokładnie ilość i czas przejścia przez nią wagonów po kilka razy na rok i stąd wyciąga się potrzebne wnioski, w celu odpowiedniego ukształtowania transportów na najbliższy okres w rozkładzie jazdy.

Zasadniczo tworzy się pociągi w ten sposób, żeby żaden wagon dwa razy nie pozostawał na jednym miejscu. Pilne wagony z przesyłkami pośpiesznymi nie powinny wogóle pozostawać ani na chwilę na miejscu. Z tego wynika, że schemat połączeń jest ważny i wiążący dla pilnych przesyłek drobnicowych, natomiast dla przesyłek towarów masowych w wielkich ilościach nie jest on miarodajny.

Zapewnienie terminowego wyprawienia wagonów z przesyłkami pośpiesznymi jest możliwe tylko przez odrębne ich obsługiwanie. Przy przetaczaniu często wagony te nie mogą być przyłączone do odpowiedniego pociągu, lecz muszą być przeprowadzane od jednego pociągu do drugiego pociągu.

Dlatego też rozwój torów w nowoczesnych stacjach rozrządowych musi uwzględniać w pełni możliwość łatwego włączania i odstawiania grup wagonów do pociągów, które po krótkim zatrzymaniu się, jadą dalej.

VIII. ZESTAWIANIE POCIĄGÓW.

Najbardziej skomplikowanym zadaniem, jakie ma służba ruchu do rozwiązania, jest problem tworzenia pociągów polegający na tym, żeby przez odpowiednie zestawienie składu pociągu wedle możności wykluczyć konieczność późniejszego przetaczania i przestawiania wagonów, co niepotrzebnie zabiera czas, i żeby tym sposobem przyśpieszyć szybkość jazdy.

Często widzi się rozwiązanie w tym, żeby każda większa stacja tworzyła gotowe nie rozdzielane potym pociągi na jak największe odległości. Wadą tej metody jest jednak długi czas zbierania wagonów towarowych, a więc wielkie straty czasu przy zużytkowaniu wagonów. Ponieważ ilość stacyj jest wielka, przeto wówczas zaistniałaby konieczność budowy większej ilości torów relacyjnych.

Gdyby na stacjach rozrządowych przetaczano wagony ostrożnie bez uszkodzeń i bez większych kosztów, to najlepsza byłaby ta metoda tworzenia i zestawiania pociągów, przy której suma czasów transportu wszystkich wagonów od stacyj wysyłających do stacyj docelowych, wyniosłaby minimum. To jednak przy zestawianiu składów pociągów nie zawsze ma miejsce.

Celem ustalenia zasady, według której należy zestawiać pociągi towarowe, oblicza się na wszystkich dużych stacjach ilość wychodzących stamtąd wagonów, oddzielnie dla wszystkich węzłów kolejowych, przez które następnie muszą te wagony przechodzić. Takie obliczenia zestawia się potym poglądowo, otrzymując w ten sposób wielkości i kierunki głównych nurtów kolejowego ruchu towarowego.

Dalszym ważnym zadaniem jest ograniczenie zatrzymywań się pociągów po drodze, na stacjach pośrednich. W szczególności bieg pociągów towarowych bliskobieżnych musiał doznać przyśpieszenia, ponieważ są one za drogie, i to ze względu na koszt ich obsady personelem i ze względu na koszt obiegu wagonów. Do konstrukcji ze samochodem one już nie dorosły. Celem zwiększenia ich opłacalności stosuje się następujące trzy środki.

Po pierwsze pociągi zestawia się lżejsze i krótsze, wskutek czego one stają się szybsze i ruchliwsze. Przez to upraszcza się i przyśpiesza pracę rozrządzania po drodze. Następnie oddziela się zupełnie ładunki drobnicowe od innych ładunków, i wysyła się tymi pociągami osobno.

Drugim środkiem jest skrócenie czasu ładowania towarów drobnicowych przez zastosowanie nowoczesnych środków pomocniczych do ładowania, a więc mostków zwodzonych, płyt podnoszonych, zbiorników i kontenerow. Skrócenie czasu ładowania uzyskuje się dalej przez zastąpienie większej ilości rozmaitych wagonów przez parę sprzężonych ze sobą wagonów krytych. Zagranicą zdejmuje się z nich obie przyległe do siebie ściany czołowe i tworzy się z nich jeden magazyn. Za-i wyładunek odbywa się wówczas w jednym miejscu, odpada przesuwanie i przetaczanie. Wagony te transportuje się jako specjalny „lekki pociąg towarowy" (lept). Szybkość ich jazdy wynosi około 50 km/h. Większa ilość takich ruchliwych lekkich pociągów może lepiej i taniej obsłużyć ruch miejscowy, anieżeli mniejsza ilość trudniej się poruszających pociągów zbiorowych.

Po trzecie, nietylko ilość pociągokilometrów wywiera wpływ na koszta. Decydujące znaczenie posiada tutaj położenie magazynów towarowych względem torów stacyjnych, gdyż jest rzeczą konieczną, aby lekkie pociągi mogły bezpośrednio podjeżdżać pod magazyny stacyjne.

Do uproszczenia pracy przetokowej dąży się zagranicą przez wprowadzenie tanich małych lokomotyw motorowych, obsługiwanych przez miejscowy personel stacyjny. Daje to znaczne oszczędności. Przetaczanie parowozem pociągu z 30 wagonami i z obsadą trzech ludzi kosztowało przed wojną po 25 złotych na godzinę pracy. Natomiast koszt przetaczania małą lokomotywą motorową przy 4 godzinach pracy jest o połowę mniejszy, zaś przy 9 godzinach pracy wynosi tylko $^1/_3$ kosztu przetaczania zwyczajnym parowozem. Należy więc u nas dążyć do zastąpienia parowozu przy pracy przetokowej przez małą lokomotywę motorową.

Przed wojną dałoby to u nas oszczędność około 10 milionów złotych w złocie rocznie. Są to wartościowe ulepszenia, do których należy dążyć.

Jeżeli usamodzielni się duże stacje przez oddanie im do dyspozycji takich małych jednostek do obsługi urządzeń stacyjnych i do przygotowania zestawu grup wagonów dla pociągów towarowych, to osiągnie się przez to wielkie korzyści.

Silnik takich lokomotyw motorowych posiada moc 50 KM.

IX. ZADANIA RUCHU NA KOLEJACH ZNACZENIA MIEJSCOWEGO.

Innego rodzaju zadania aniżeli na kolejach pierwszorzędnych, stawia ruch na kolejach znaczenia miejscowego i na kolejach wąskotorowych. Znaczenie tego ruchu wynika stąd, że koleje lokalne stanowiły przed wojną do 40 % wszystkich kolei państwowych. Te koleje opłacają się tylko wtedy, jeśli ruch na nich odbywa się w jak najprostszy sposób. Ruch na tych kolejach obejmował około 16 % pracy całej sieci kolejowej, zaś przeciętna gęstość ruchu na tych kolejach wynosiła 1/10 część ruchu na kolejach linii pierwszorzędnych.

Tutaj racjonalizacja musi odbywać się bez większego wkładu kapitału. Środek ciężkości leży tu w dziedzinie organizacji pracy i w administracji, a w szególności w ekonomicznym zatrudnieniu personelu.

Robi się to w ten sposób, że zatrudniony na stacjach o małym ruchu przetokowym personel stacyjny zostaje przydzielony gdzieindziej, obsługę urządzeń stacyjnych przekazuje się agentom, zaś meldowanie pociągów i inne zadania ruchowe obejmuje personel stanowiący obsadę pociągu.

Ażeby tym agencjom handlowym wzgl. stacjom handlowym dać potrzebną opiekę, ustanawia się pewne stacje jako nadzorujące ich kasowość, rachunkowość i pracę. Regulowanie następstwa wjazdu i wyjazdu pociągów powierza się określonym stacjom zapowiadającym pociągi, którym to stacjom muszą kierownicy pociągów telefonicznie meldować przybycie i odjazd pociągów.

Upraszcza to znacznie zapowiadanie pociągów. Z meldunków można zrezygnować, jeżeli 2 pociągi jadące w jednym kierunku nie następują po sobie w odstępie przestrzennym i jeżeli planowe następstwo pociągów nie doznało zakłócenia.

Przy krzyżowaniu się pociągów na takich stacjach handlowych nie obsadzonych personelem, wjeżdża najpierw ten pociąg, któremu to według planu przysługuje. Jego kierownik pociągu przyjmuje załatwianie spraw dyżurnego ruchu i sprowadza pociąg z przeciwnego kierunku, zatrzymany przed semaforem wjazdowym. Aby uczynić zbędnem pochłaniające wiele czasu przestawianie zwrotnic wjazdowych, zbudowano zwrotnice automatyczne przestawiające się spowrotem na dane miejsce razem z sygnałami zwrotnicowymi. Ten uproszczony ruch na kolejach znaczenia miejscowego stosowano przed wojną z powodzeniem.

X. ROLA KOLEI W PRZEWOZACH ŚWIATOWYCH.

Wyżej opisane zagadnienia ujmują tylko najogólniejszy wycinek tej gigantycznej pracy technicznej i organizacyjnej, podejmowanej w celu racjonalizacji kolei, aby zapewnić jej sprawność i opłacalność. Dążenie do racjonalizacji jest konieczne, gdyż wiadomo jakie ogromne straty pociąga za sobą nieregularność biegu pociągów, ich nizka szybkość handlowa, spóźnione dostawy, mała wydajność pracy robotników przy naprawie i utrzymaniu urządzeń kolejowych, biurokratyczne papierkowe urzędowanie i brak poczucia odpowiedzialności. Od kosztu przewozu zależy bowiem koszt towaru, a jak wiadomo pred wojną koszty przewozu koleją na odcinku do 300 km wynosiły w Polsce do 100 % ceny towaru loko fabryka czy kopalnia.

Interes Państwa leży w tem, żeby wydajność pracy kolei była jak najlepsza, ponieważ przeszło 90 % wszystkich przewozów dalekobieżnych w Polsce idzie kolejami. Ważność kolei w życiu gospodarczym podkreśla jej roczny budżet, który przed wojną wynosił w Polsce prawie 1 miliard zł. w złocie, co stanowiło 40 % wysokości ogólnego budżetu państwowego.

Zadania kolei są ogromne i nie ogranicza ich wcale wprowadzenie innych nowych środków komunikacyjnych, jak samochody i samoloty. Należy tylko dbać, ażeby one wzajemnie się uzupełniały i żeby wzajemna konkurencja nie obniżała ich opłacalności. Dlatego problem kolejowy jest nierozdzielnie złączony z problemem innych środków komunikacyjnych. W prowadzeniu obecnej bardzo ruchomej wojny najważniejszym środkiem pomocniczym okazał się nie samolot, lecz parowóz kolejowy, który obsługiwał transporty wojsk i materiałów na przestrzeni od Atlantyku po Kaukaz.

Nawet w państwach najbogatszych i najbardziej uprzemysłowionych jest kolej decydującym czynnikiem życia gospodarczego. Udowadnia to wyżej podany wykres wewnętrznego ruchu przewozowego w Stanach Zjednoczonych Ameryki Pn. w r. 1926 i 1939.

Jaki był ruch w czasie tej wojny, trudno ustalić gdyż w tym czasie państwa przestały publikować statystyczne dane. Niemcy krótko podali, że rocznie produkowali 10 razy tyle parowozów i wagonów towarowych co przed wojną.

Przybliżone wartości rocznego natężenia wewnętrznego ruchu przewozowego przed tą wojną w USA, Niemczech i Polsce podaje następująca poniżej tablica.

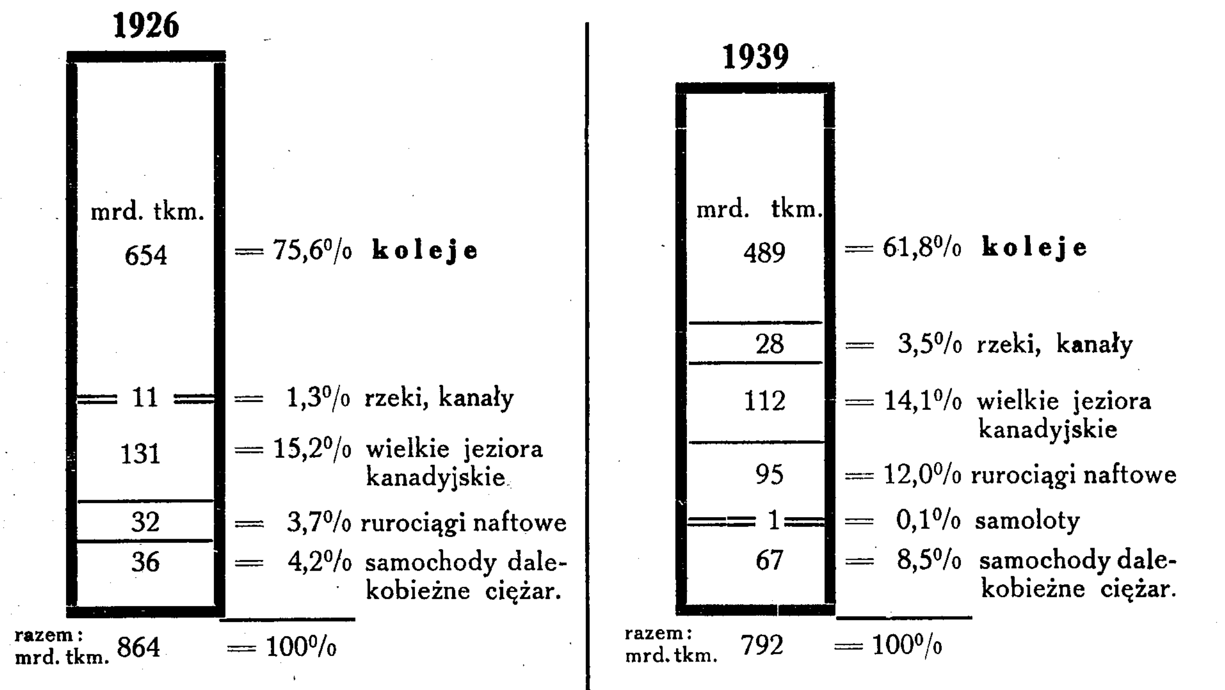
Z poniższego zestawienia widać, że ruch przewozowy towarów w krajach uprzemysłowionych licząc na głowę mieszkańca danego kraju, był czterokrotnie większy niż w Polsce. Stąd wynika, że w przyszłości wydajność pracy każdego Polaka powinna być conajmniej parokrotnie większa niż przed wojną. Potencjał Stanów Zjednoczonych był 2 razy większy niż Niemiec, zaś kilkunasto krotnie większy niż Polski.

Przy studiowaniu problemów komunikacji Stanów Zjednoczonych zadziwia fakt, że w r. 1939 jeszcze

WEWNĘTRZNY RUCH PRZEWOZOWY

w Stanach Zjednoczonych Ameryki Płn. w r. 1926 i w r. 1939

Przewozy w miliardach tonnkilometrów



61,8 % ruchu wewnątrz kraju musiały obsłużyć koleje, a tylko 8,5 % obsługiwały samochody. A przecież w r. 1939 posiadały USA zapas 30 milionów samochodów, przy czym w poprzednich 42 latach wyprodukowano tam 69 milionów samochodów. W ciągu tej wojny miano produkować po 5 milionów samochodów rocznie. Poza tym kolei zelektryfikowanych posiadają USA tylko 1 %, a więc tutaj elektryfikacja nie poczyniła postępów.

Samoloty obsługiwały w USA jeszcze w r. 1939 tylko 0,1 % ruchu. W czasie wojny miano produkować po 100 000 samolotów rocznie o ciężarze do 100 tonn, które nietylko mogą latać z kontynentu na kontynent, ale bez lądowania wracać spowrotem. Jednakowoż ze względu na koszta budowy i eksploatacji, trzeba dziedzinę ich pracy ograniczyć do transportów specjalnych i pasażerskich. Z tej strony konkurencja kolei nie grozi, pomijając już to, że ruch pasażerski na kolejach jest deficytowy.

Stan morskiej floty handlowej w r. 1939 wynosił w USA 9,34 milionów BRTonn. W porównaniu z tym kolejowe wagony towarowe w USA posiadały w r. 1939 zdolność załadowczą 75 milionów tonn. Z chwilą przystąpienia do wojny Stany Zjednoczone miały budować około 10 milionów BRT tonnażu floty handlowej rocznie oraz prawie taki sam tonnaż kolejowych wagonów towarowych.

W porównaniu z Ameryką nasze wyniki pracy były skromne. Trzeba jednak pamiętać, że przedwojenne granice lądowe Polski były martwe, jedynie Gdynia była oknem na świat.

Lecz Polskę czekają wielkie zadania w związku z przyszłą rozbudową komunikacji, gdy Wschód Europy ze swoją niezmierną urodzajnością gleby i bogactwem w skarbach ziemnych i z ważnymi dla życia gospodarczego surowcami rówinie handel

Roczne natężenie ruchu:	Ruch przewozowy w miliardach tonnkilometrów	Ilość przewiezionych towarów w milionach tonn	Ludność kraju w milionach
Stany Zjednoczone	800 mrd. tkm	1250 mio. t	130 mio.
Niemcy	350 „ „	650 „ „	65 „
Polska	40 „ „	74 „ „	35 „

z Europą Zachodnią. Wymaga to rozwiązania problemu komunikacji Wschodu ze Zachodem Europy o gigantycznych rozmiarach.

Podniesie to rolę Polski jako pośrednika i zwiększy rolę Warszawy jako ośrodka komunikacyjnego, tymbardziej że stolica Polski jest położona w pobliżu środka ciężkości Europy, znajdującego się w okolicach Grodna.

Ponieważ transport kolejowy wagonami olbrzymami może być równie tani jak transport wodny, przeto jest rzeczą możliwą, że koleje odegrają przy tym dla Europy w przyszłości na wielkim kontynencie europejsko-azjatyckim tę samą rolę przy powiązaniu wielkich skupisk ludności w Indjach, Chinach i Europie ze sobą, jaką w przeszłości odegrał dla Europy zamorski transport okrętami.

Konstruktorzy maszyn już mieli pomysły budowy olbrzymiej lokomotywy o mocy 20 000 KM i szybkosci 250 km/h przewidując zwiększenie prześwitu toru z 1,435 m na 3,7 m. Należy przewidywać wzrost mocy parowozu tymbardziej że maszyny nowoczesnego okrętu transoceanicznego względnie krążownika wojennego wykazują moc 175 000 KM.

Jeżeli dzisiaj parowiec handlowy potrzebuje 55 dni na przebycie drogi morskiej z Władywostoku do Gdyni, wynoszącej przez Ocean Indyjski 23 000 km, ponieważ krótsza droga przez Ocean Lodowaty jest praktycznie dla żeglugi zamknięta, to pociąg pośpieszny z Warszawy do Władywostoku przez linię transsyberyjską przy odległości 9364 km potrzebuje tylko 15 dni, zaś pociąg towarowy 23 dni. Tę odległość dla pociągów pośpiesznych może w przyszłości Związek Radziecki zmniejszyć do tygodnia, zaś dla pociągów towarowych do dwóch tygodni.

XI. WNIOSKI.

W przeciwieństwie do innych środków komunikacyjnych kolejnictwo tkwi w narzuconych sobie więzach. Od 100 lat pozostają bez zmiany raz ustalone: prześwit 1435 mm, skrajnia budowli, wysokości podłogi i zderzaków w wagonach, wysokość peronów itd., co hamuje sprawność toru kolejowego. Każde dążenie do uwolnienia się od tej tradycji napotyka na nieprzezwyciężone przeszkody w istniejących urządzeniach, przedstawiających miliardowe wartości.

Wobec tego przy projektowaniu przyszłych linii pierwszorzędnych lub przy przebudowie istniejących należy unikać głuchego przecięcia torów w jednym poziomie, wzniesień i spadków większych niż 0,5 %, łuków toru na szlaku o mniejszym promieniu niż 3000 metrów, a wybierać mocną trwałą nawierzchnię na tłuczniu, stosując jak najmniejszą odległość posterunków blokowych z blokadą samoczynną, celem zwiększenia przelotności linii kolejowej. Nie jest wykluczone, że w przyszłości przy dalszym rozwoju parowozów, pociągi osiągną na torze szybkość 300 km na godzinę.

Należy już dzisiaj na liniach pierwszorzędnych unikać układki szyn typu „S“, lecz już teraz należy stosować szyny typu „C“, ponieważ od nośności nawierzchni zależy zwiększenie ładunku taboru oraz szybkość jazdy. Obciążenia taboru będą wzrastać, a przy ciężkim typie szyn oszczędzi się na utrzymaniu toru i uniknie się pęknięć szyn. Również mosty stałe na liniach pierwszorzędnych należy już teraz wymiarować na nacisk osi parowozu najmniej 30 tonn.

Sieć kolejowa we wschodnich częściach Polski jest za rzadka, należy ją tam zgęścić conajmniej dwukrotnie. Należałoby zbudować nadwiślańską linię kolejową z Krakowa przez Sandomierz do Zamościa i do Dęblina. Również należałoby zbliżyć Nowy Sącz i Zakopane do Krakowa przez wybudowanie 45 kilometrów dochodowej linii kolejowej na odcinku Wieliczka — Myślenice — Mszana.

Należałoby dążyć do większego zastosowania trakcji oszczędnej w zużyciu paliwa. Parowóz 88 % dostarczonego mu węgla dosłownie puszcza z dymem. Przy planowaniu na dalszą metę nie można zrezygnować z wykorzystania energii elektrycznej do celów kolejowych, w szczególności gdy ujarzmione zostaną siły wodne. Wprawdzie węgiel jako źródło energii daje się taniej i wygodniej zużyć aniżeli energia wodna, lecz woda posiada tę wielką zaletę, że jej zapasy wciąż się odnawiają, natomiast spalony węgiel już odzyskać się nieda. Amerykanie coraz częściej stosują oszczędne w paliwie lokomotywy Diesel — elektryczne.

Należy dążyć do usprawnienia transportów i rozrządzania stosownie do ogromnej ważności zadań, omówionych w rozdziałach VI do VIII niniejszego odczytu. Stacje nierentowne na liniach o słabym ruchu dają się wykorzystać jako agencje handlowe.

Należy do celów uruchomienia wielkich robót budowlanych wykorzystać próżnujące wagony, a w szczególności biegi próżnych wagonów towarowych, które przed wojną wynosiły niekiedy do 30 % całkowitej ilości transportów kolejowych. Chodzi o tani masowy przewóz materiałów budowlanych jak cegła, cement, żwir itd. „sposobem gospodarczym“.

Należy podjąć walkę z marnotrawstwem materiałów, używanych do różnych robót. Duże straty powoduje źle pojęta oszczędność, następnie brak należytej konserwacji w odpowiednim czasie oraz nieumiejętne i niedbałe obchodzenie się z materiałem przy wykonywaniu robót. W ten sposób marnieją miliony złotych. Wprawdzie każdy materiał podlega zużywaniu się, lecz umiejętne przeciwdziałanie siłom niszczycielskim, znacznie przedłuża wiek jego trwania. Naprzykład kolejowe podkłady niedość przy impregnacji wyschnięte łatwo pękają, tworząc w ten sposób gniazda dla grzybów niszczących drewno. Jeżeli zważymy, że Polskie Koleje przed wojną wymieniały 3 i pół miliona sztuk podkładów rocznie o wartości 21 milionów zł. przedwojennych, (350 000 m^3 drewna) to już samo przedłużenie służby podkładów o 1 rok dałoby zysku 1,5 miliona złotych w złocie.

Ilość personelu administracyjnego w stosunku do ilostanu służby ruchowej, mechanicznej, dro-

gowej, handlowej i zasobowej na linii, nie powinna przekraczać 5 do 6 %.

Należy unikać zbiurokratyzowania. Niekiedy zamiast żywej pracy w administracji panuje zalew pisaniny i przewlekłe urzędowanie. Tutaj odpowiednia selekcja ludzi i mniejsza ilość dobranych a lepiej opłacanych i zadowolonych pracowników daje większe korzyści i oszczędności, aniżeli praca tanim, słabym i mało wydajnym personelem. Możność polepszenia płac i możność selekcji ludzi to ważny problem, gdyż trudno jest stworzyć zespół harmonijnie ze sobą współpracujących ludzi.

W przepisach o stosowaniu na kolejach ustawy z r. 1919 o czasie pracy w przemyśle i handlu byłoby rzeczą korzystną szereg postanowień zmienić. Naprzykład korzystniej dla pracowników byłoby, gdyby żądany tymi przepisami turnus 6/6/12 lub 16/16 został zmieniony na turnus 24/24 godzin o współczynniku 2/3.

Specjalne znaczenie posiada polityka taryfowa kolei. W przyszłości od należytego ukształtowania taryf osobowych i przede wszystkim towarowych będzie zależał rozwój gospodarczej pomyślności Państwa, jego rolnictwa i przemysłu. Tutaj dążeniem powinno być dostosowanie taryf przewozowych do poziomu cen oraz takie zracjonalizowanie przepisów taryfowych, aby koleje stały się czynnikiem pobudzającym rozwój dzielnic gospodarczo zaniedbanych i aby mogły się przyczynić do większego spożycia artykułów przemysłowych.

Przed wojną średnie koszta przewozu na polskich kolejach wynosiły prawie 2 grosze na 1 tkm, zaś w Stanach Zjednoczonych mało co więcej, pomimo że tam koszt robocizny był kilkakrotnie wyższy niż w Polsce, a ruch przewozowy na ich kolejach był w stosunku do ilości mieszkańców znacznie większy niż na naszych kolejach przedwojennych. Potrzeba więc u nas zwiększyć i usprawnić ruch, jeżeli chcemy, aby koleje lepiej zarabiały. Dochody z przewozów są tym większe, im większy ruch towarowy na kolejach. — Ażeby zaś wagony wogóle nie próżnowały, to trzeba rozwinąć wielkie roboty budowlane w kraju.

ANTONI WIERZBICKI

Skrót II-giej części referatu na Kongres Techników w Katowicach p. t. „Przemysł Sklejek i Płyt Pilśniowych w Polsce".

PŁYTY PILŚNIOWE Z MIAZGI DRZEWNEJ

I

Własności techniczne płyt pilśniowych są wyróżniające wśród nowoczesnych materiałów budowlanych i głównie zależą od skali twardości płyt.

Rozróżniamy: płyty półtwarde, twarde, ekstratwarde i specjalne oraz jako odrębna kategoria — płyty miękkie (inaczej porowate, izolacyjne). Waga 1 m^3 płyt od półtwardych do ekstratwardych leży w granicach 550 do 1200 kg (ciężar właściwy 0,55 do 1,20), płyt miękkich — 220 do 280 kg (ciężar właściwy 0,22 do 0,28) wg. danych szwedzkich i niemieckich.

Istotną cechą płyt, od półtwardych do ekstratwardych, jest jednolita i dość wysoka wytrzymałość wzdłuż i w poprzek arkuszy na rozerwanie (ok. 300 kg/cm^2) i zginanie statyczne (ok. 300 — 500 kg/cm^2).

Ta jednolitość wytrzymałości jest w płytach większa niż w sklejkach, a zwłaszcza — niż w drenie tartym, gdzie — jak wiadomo — wytrzymałość wzdłuż i w poprzek włókien różni się poważnie.

Płyty twarde są stosunkowo odporne na ściskanie (do ok. 500 kg/cm^2) ich twardość jest bardzo znaczna (11 wg. Brinell'a) — wszystkie dane dla płyt twardych. Płyty ekstratwarde wykazują wyższe liczby wytrzymałościowe — przypominają strukturą masy plastyczne.

Płyty miękkie odznaczają się bardzo niskim współczynnikiem przewodnictwa ciepła i głosu. Ich przewodnictwo cieplne, wyrażone w kcal/m. h. $^0C = 0{,}040$. Wykazują niski odsetek spęcznienia na grubość i minimalny odsetek na szerokość po długotrwałym moczeniu w wodzie. Odporność na działanie wody (wilgoci) jest większa w płytach pilśniowych niż w sklejkach.

Maksymalne wymiary płyt twardych:

4' × 18' (1220 × 5490 mm),

płyt miękkich:

8' ×18' (2440 × 5490 mm),

Grubość płyt twardych: 3—5—6,5 mm.

Grubość płyt miękkich: 6,5 — 13—20—26—32 mm (dane z fabryk szwedzkich).

Zastosowanie płyt jest wielostronne: w budownictwie mieszkaniowym i przemysłowym oraz w meblarstwie, pojętych jaknajszerzej, a także — przy budowie środków komunikacji. Płyty twarde mogą być elementem zasadniczym w budownictwie lekkim, a elementem dla wykończenia i dekoracji nawet w budownictwie monumentalnym. Płyty miękkie służą do izolacji budynków, wagonów, chłodni.

Poważna jest wysokość produkcji płyt: w St. Zjedn. Am. P. — ok. 600.000 ton w 1940 r. wobec ok. 300.000 ton w 1930 r., a tylko — ok. 20.000 ton w 1920 r.; produkcja płyt w Szwecji wynosiła — ok. 100.000 ton w 1940 r. wobec ok. 49.000 ton w 1935 r., a tylko ok. 6.000 ton w 1930 r.

Obecna zdolność produkcji szwedzkiej wynosi zgórą 200.000 ton. Niemcy podawali swoją roczną zdolność produkcyjną przed ostatnią wojną na ok. 120.000 ton. W Polsce płyt nie wyrabiano.

II.

Punktem wyjścia w produkcji tego materiału jest rozbicie tkanki drzewnej — cewek (tracheid), naczyń, włókien drzewnych — na poszczególne elementy. Zachodzi to pod wpływem silnego ciśnienia pary (od 70 do 85 atm. w temperaturze ok. 285 °C), działającej na wióry drzewne. W chwili, gdy wióry zostają wyrzucane z szybowścią 1200 m na sekundę nazewnątrz stalowych cylindrów, gdzie wyżej podane warunki panują, następuje wskutek różnicy ciśnień rozwłóknienie drewna (amerykański system Mason'a). Inny sposób polega na zmiękczeniu i rozluźnieniu włókien drzewnych przy pomocy pary o ciśnieniu tylko 8 atm., działającej na wyciskany w t. zw. defibratorze korek, złożony z wiórów drzewnych. Ostateczne rozwłóknienie następuje przy pomocy tarczy obrotowej odpowiednio obracanej. Jest to Szwedzki system Asplund'a („Defibrator"). T. zw. wióry drzewne otrzymuje się przepuszczając surowiec drzewny przez łamaczkę.

Rozbita tkanka drzewna ulega spilśnieniu, tworząc jednorodną masę, z której w końcu zostają formowane płyty. Tok produkcji w zasadzie prosty, wymaga dość złożonych instalacyj. Gotowy produkt wychodzi jako płyty twarde — z pod prasy hydraulicznej, a jako płyty miękkie — z suszarni rolkowych.

Surowcem do produkcji płyt pilśniowych jest drewno z rodzajów iglastych bądź liściastych, może być niskiej jakości (t. zw. drewno opałowe) oraz odpady mechanicznego przerobu drewna, jak zrzyny tartaczne, odpady z produkcji sklejek i tp., z wyłączeniem trocin. W tych ostatnich bowiem włókna drzewne są pocięte, co obniżałoby techniczną wartość płyt.

Z tego wynika doniosłość produkcji płyt pilśniowych dla rentowności gospodarstwa leśnego przez wykorzystanie w kierunku użytkowym surowca opałowego — ważne wobec krajowego niedoboru surowca t. zw. użytkowego. Włączenie drewna opałowego do przemysłu drzewnego w charakterze surowca do produkcji płyt budwlanych pilśniowych, przy wydajności dla produkcji płyt surowca opałowego i odpadkowego w wysokości ok. 95%, gdy tartacznictwo ma ok. 62% a produkcja sklejek — tylko ok. 40% wydajności, będzie celowym choć tylko cząstkowym wkładem przeciwko marnotrastwu drewna. Głównym bowiem i masowym kosumentem dotychczasowego drewna opałowego powinien być przemysł celulozowy i miazgi drzewnej.

Będzie to jednocześnie pomocą dla narażonego na braki materiałowe budownictwa, pozwoli wreszcie — jako materiał zastępczy — oszczędzać pewne ilości tarcicy, a zwłaszcza dykt przy stawianiu budynków i wyrobie mebli, nie licząc zastosowania płyt pilśniowych przy budowie statków, wagonów, samochodów. Cechy techniczne płyt oraz ich wielkie powierzchniowe wymiary stwarzają znaczną atrakcyjność tych płyt dla nowoczesnego budownictwa, operującego wielkimi, gładkimi płaszczyznami. Wobec wysokich własności izolacyjnych, stosowanie płyt pozwoliłoby również na oszczędzanie cegły.

Produkcja płyt stanowi znakomite powiększenie możliwości usług, istniejących w formie t. zw. drewna opałowego, dóbr użytkowych, dotychczas niszczonych w znacznej mierze przez spalanie, z czem walczy nasze leśnictwo świadome deficytu drewna w kraju. Bazy surowca opałowego są jeszcze tak znaczne, że wraz z rozwojem komunikacji i rozpowszechnieniem spalania węgla i torfu, pozwolą wycofać poważne ilości tego drewna na cele wytwórcze.

Umożliwi to stworzenie w Polsce przemysłu płyt pilśniowych na wzór najwyżej stojącego — szwedzkiego, jakkolwiek ten ostatni ma korzystniejsze warunki naturalne oraz wystudjowane w ciągu ostatnich lat 15-tu subtelne metody produkcji, przyswojenie i przeszczepienie których będzie wymagać znacznego i długiego wysiłku.

Z drugiej strony, propagowanie stosowania tego materiału oparte na sprawdzonych w skali światowej jego właściwościach technicznych, pozwoli szybko przezwyciężyć konserwatyzm rodzimego budownictwa i rzemiosła.

Można również rachować, jak wykazują badania Ministerstwa Leśnictwa przedwojenne i obecne, na wywóz tego artykułu w gatunku prima, o ile inne kraje, gdzie produkcja ta pawstaje albo istnieje, nie ubiegną nas w tempie rozbudowy produkcji płyt oraz w inicjatywie handlowej.

Kalkulacja kosztów produkcji, przeprowadzona na podstawie warunków przedwojennych, jest korzystniejsza niż przy sklejkach. Obecnie ceny płyt pilśniowych na rynkach eksportowych są zbliżone do cen sklejek.

III.

W kwestii topograficznego rozmieszczenia przemysłu płyt, należy się oprzeć na większych masywach leśnych, które mamy jeszcze w niektórych okolicach z wyłączeniem środkowych części kraju. Dobre warunki surowcowe i komunikacyjne posiadają: Śląsk, Pomorze Zachodnie, dawne n/Pomorze i obecne Prusy Polskie. Te ostatnie wymagają odbudowy niektórych linii kolejowych.

Wszystkie te obszary mają bazy surowca sosnowego oraz rozwinięty przemysł drzewny, który mógłby dostarczyć odpadów z mechanicznej obróbki drewna — jako materiału do produkcji płyt pilśniowych.

Drogi wodne — rzeki, jeziora i kanały w północnych częściach kraju stwarzają warunki transportu surowca i wyprodukowanego towaru.

Bliskość górnictwa węglowego, jak na Śląsku, albo stosunkowo małe zaludnienie, jak na północnym-zachodzie, stwarzają warunki gromadzenia się nadwyżek drewna niższej jakości, na które brak zbytu nawet na cele opałowe.

Gęsta sieć bitych dróg kołowych, w tem wiele o nawierzchniach ulepszonych na Ziemiach Odzyskanych — stwarzają warunki dowozu surowca do fabryk.

Dla wyprodukowania 1 tony płyt pilśniowych twardych potrzeba ok. 2,8 m^3 drewna, 60—80 ton wody i ok. 0,7 tonny węgla celem otrzymania ok. 5.0 ton pary. Surowiec drzewny, odpowiednia woda, węgiel dla produkcji pary i energii elektrycznej,

stanowią zasadnicze czynniki fabrykacji płyt. Wobec znacznego zmechanizowania procesu produkcji, udział sił roboczych jest stosunkowo nieznaczny (szwedzka fabryka płyt o produkcji rocznej ok. 9,000 ton płyt twardych ma zatrudniać razem z personelem technicznym — 54 ludzi).

Ogólna ilość surowca opałowego w Polsce, łącznie z odpadami z mechanicznej przeróbki drewna, obejmuje ok. $2\frac{1}{2}$ do 3 miliona m^3 rocznie. Zatym zużycie na płyty nawet $100.000 m^3$ drewna rocznie stanowi zaledwie załatwienie fragmentaryczne skonsumowania drewna dotychczas pozaużytkowego, chociaż użytkowego w swojej istocie, w stosunku zaledwie jak 1 : 25—30.

IV.

Wspomnieliśmy o wiekiej potencjalnej bazie surowcowej dla tego przemysłu w Polsce, o warunkach naturalnych, komunikacyjnych i zaopatrzeniowych, o dużych potencjalnych potrzebach rynkowych na płytowe materiały budowlane — to przesłanki do dalszej rozbudowy produkcji płyt.

Na przeszkodzie stoją: trudności finansowe, wobec sprowadzania wielu maszyn i urządzeń fabrycznych z zagranicy oraz powojenny niedostatek sił fachowych inżynieryjno-technicznych dla jednoczesnej budowy szeregu zakładów. Nie mogłoby temu również odrazu podołać pogotowie produkcyjne n/przemysłu maszynowego (dostawa kotłów, urządzeń elektrycznych). Długie terminy dostaw zagranicznych silnie obciążanych przemysłów: szwedzkiego i innych — nawet północno-amerykańskiego, przedłużają realizację inwestycji.

Szkolenie obsad technicznych dla tych zakładów jest konieczne. Brak fachowców, a nawet kandydatów do szkolenia tylko stopniowo będą pokonywane.

Ta produkcja pójdzie w kierunku ochrony naszych zasobów leśnych przez uaktywnienie pewnych ilości spalanych dotychczas mas drewna opałowego, a także w kierunku zaopatrzenia odbudowy kraju w nowoczesne i masowe płyty budowlane. Niech rozbudowa tego przemysłu przyczyni się do wyrugowania błędnego i przestarzałego pojęcia „drewna opałowego". Posuwamy się stopniowo w kierunku wylesienia kraju. Nasz stan zalesienia spada w każdym następnym dziesięcioleciu, niezależnie nawet od zniszczeń wojennych; podobnie jest zresztą w innych krajach, jako wynik gwałtownego wzrostu spożycia drewna, jednego z kluczowych surowców. I tylko wielki wysiłek może złagodzić skutki głodu drewna przez właściwe jego zużywanie, zatym nie na opał, ale wobec posiadania węgla, którego spożycie będzie wzrastać wraz z rozwojem wydobycia i transportu, winniśmy używać drewno na cale użytkowe, ze stosowaniem należytej hierarchii tych celów.

Celem głównym jest wzrost dobrobytu kraju i mieszkańców, a drogą do tego — uprzemysłowienie, w tym wypadku produkcji drzewnej, w sensie postępowym i nowoczenym.

KRONIKA TECHNICZNA

PROBLEMY KOMUNIKACYJNE W 3-LETNIM PLANIE GOSPODARCZYM

w obradach Kongresu Techników Polskich w Katowicach.

Problemy komunikacyjne obejmujące: 1) drogi lądowe, 2) drogi lotnicze, 3) drogi wodne i 4) porty, były na Kongresie przedmiotem obrad sekcji IV. Uchwały powzięte w tych działach przez Kongres nie odbiegały na ogół od wniosków generalnych referentów (ad 1) prof. inż. Borowski i inż. Okołów, ad 2) prof. inż Kluz, ad 3) inż. Tillinger, ad 4) inż. Riedel), przedłożonych na sekcji. Opierały się one: a) na stwierdzeniu stanu obecnego w poszczególnych działach komunikacji, przy porównaniu go ze stanem przedwojennym, b) ujęciu cyfrowym potrzeb dotyczących remontu, wzgl. odbudowy zniszczeń w okresie 3-letnim t. zw. krótkofalowym, c) ustalenie programu rozwoju każdego z działów komunikacji na okres dalszy t. j. długofalowy i znalezieniu dróg dla jego realizacji.

I. DROGI LĄDOWE

Obecny stan dróg tak pod względem ilościowym, jak i jakościowym zmienił się w obecnych granicach na lepszy w stosunku do stanu przedwojennego.

Ogólna ilość dróg przed wojną wynosiła: 335.739 km, obecnie 246.802 km; dróg o twardej nawierzchni było w tym przed wojną: 63,169 km = 18.8 %, co przedstawia gęstość 16,5 km/100 km^2 obecnie natomiast 95.786 km = 38.8%, o gęstości 30.2 km/100 km^2. Dróg gruntowych posiadaliśmy przed wojną 272.570 km = 81.2% obecnie 151.016 km, co = 61.2%; stan dróg o nawierzchniąch ulepszonych wynosił przed wojną ogólnie zaledwie 6%, dziś 26% ogólnej ilości dróg.

Stan mostów drogowych był przed wojną również niezadawalający; mostów o stałej konstrukcji istniało na drogach państwowych tylko 20%, zaś na wojewódzkich zaledwie 10%, reszta to mosty tymczasowe — drewniane.

Straty spowodowane w nawierzchniach drogowych, w mostach i inwentarzu bndynków i narzędzi przedstawiają wartość 1,609.234 złotych przedwojennych.

Program odbudowy dróg i mostów zakreślono na przeciąg 30 lat, dzieląc go na 4 okresy: Iszy — obejmujący 2 lata: 1945 i 1946, poświęcony był tymczasowej odbudowie zniszczeń wojennych; okres II-gi od 1947 do 1949 r. pokrywa się z 3-letnim planem odbudowy gospodarczej; okres III-ci obejmuje 5 lat, od 1950 do 1954 r. i okres IV. — 20 lat od 1955 do 1974.

Trzy ostatnie okresy, stanowiące okresy planowej odbudowy dróg, muszą uwzględnić w pełni czynnik

motoryzacyjny, który, z powodu przewidywanego wzrostu ilości pojazdów mechanicznych do 350.000 szt. w roku 1956 — wobec 40.000 szt. r. 1939, spowoduje 7-krotny wzrost obciążenia nawierzchni w stosunku do 1939 r. Wymagać to będzie doprowadzenia sieci drogowej, obejmującej drogi państwowe, wojewódzkie i powiatowe w okresie 30 lat do następującego stanu:

a) drogi o naw. ciężkiej t. j. o obciążeniu ponad 2000 t/dobę do 4.595 km

b) drogi o naw. średniej t. j. o obciążeniu 1000 — 2000 t/dobę do 15,960 km

c) drogi o naw. lekkiej t. j. o obciążeniu 500 — 1000 t/dobę do 26,090 km

spowoduje to konieczność przebudowy istniejących nawierzchni:

na ulepszone	ciężkie	w ilości:	2.436 km
,,	średnie	,,	11.039 ,,
,,	lekkie	,,	22.773 ,,

Oparty na powyższych potrzebach 30-letni plan odbudowy dróg, przewiduje następujące roboty:

A) w dziale inwestycji:

1) odbudowę zniszczeń wojennych w okresie 5 lat,

2) przebudowę nawierzchni na ulepszone: 40.000 km-w ciągu 30 lat,

3) przebudowę mostów drewnianych na stałe, w okresie 30 lat: a) na drogach państwowych — 100%, b) na drogach wojewódzkich — 50%, c) na drogach samorządowych — 25%,

4) zagęszczenie dróg do 30 km/100 km², co wymaga budowy około 25.000 km w ciągu 30 lat.

5) ulepszenie połowy, t. j. 60.000 km dróg gruntowych w okresie 30 lat

6) ewent. budowę 3.000 km dróg samochodowych w ostatnim 10-leciu okresu 30-letniego.

B) w dziale konserwacji przewidziano prace normalne w takich rozmiarach, by nie dopuścić do dekapitalizacji dróg.

Program taki wymagać będzie rocznie w okresie 30-letnim następujących kredytów państwowych i samorządowych:

w okresie	I. 1945—1946:	157,500.000 zł.	przedwojennych	=	9,450 milionów zł obiegowych
,,	II. 1947—1949:	392,500.000 ,,	,,	=	23,550 ,, ,, ,,
,,	III. 1950—1954:	445,500.000 ,,	,,	=	26,730 ,, ,, ,,
,,	IV. 1955—1974:	490,000.000 ,,	,,	=	29,400 ,, ,, ,,
	Razem: . . .	1,485.500.000 zł.	przedwojennych		89,130 milionów zł obiegowych

Z powyższych wydatków przypadałoby w okresie II na Skarb Państwa rocznie po 13,530 milionów zł obiegowych,

w czym na roboty konserwacyjne: 4,468.020.000 zł.
zaś ,, ,, inwestycyjne : 9,061 980.000 ,,

Wobec zastrzeżeń C. U. P., co do wysokości tych kredytów, zmniejszono je już obecnie w dziale inwestycji:

na rok 1947 do 6,048.000.000 zł. obiegowych
,, ,, 1948 ,, 7,253.000.000 ,, ,,
,, ,, 1949 ,, 8,947.400.000 ,, ,,

W dziale konserwacji zastosowano również obniżkę kredytów, która spowodowała rozłożenie programu usunięcia zniszczeń wojennych z 5 na 10 lat.

Ewentualna dalsza obniżka kredytów byłaby szkodliwą dla ogólnej gospodarki drogowej i nie powinna mieć miejsca.

Nieodzownym warunkiem terminowej realizacji objętych programem robót musi być bowiem utrzymanie raz ustalonych kredytów i ich wypłata w ściśle określonych terminach.

Dalszym warunkiem tej realizacji jest terminowa i pełna dostawa potrzebnych materiałów. Przemysły produkujące te materiały, a wszczególności materiały kamienne, bitumiczne i cement muszą przeto odpowiednio zwiększyć swą produkcję, by zaspokoić na czas potrzeby drogowe. Cementownie muszą ponadto przystosować gatunki produkowanych cementów do wymogów drogowych.

Również kwestja maszyn drogowych, ściśle związane z wykonaniem nawierzchni ulepszonych, musi być pozytywnie rozwiązana przez sprowadzenie tych maszyn z zagranicy, dopóki przemysł krajowy nie będzie w stanie z własnej produkcji zaspokoić w pełni bieżących potrzeb.

Transport mechaniczny, tak ważną odgrywający rolę w budownictwie drogowym, który obecnie niedomaga, gdyż opiera się prawie wyłącznie na zużytym sprzęcie, pochodzącym z demobilu wojskowego, będzie przez dłuższy czas trudny do rozwiązania, a pogarsza go jeszcze niski stan pogłowia końskiego. Tymbardziej musi transport kolejowy, tak pod względem regularności, jak i terminowości stanąć na wysokości zadania.

Personel techniczny drogowy, który, z powodu niskiego wynagrodzenia, ilościowo jest niewystarczający, a jakościowo nie zawsze stoi na wysokości zadania, musi być przez podwyższenie płac i przeszkolenie istniejącego personelu odpowiednio pod względem jakości przekształcony.

Także społeczeństwo powinno być wciągnięte do współpracy z władzami w rozwiązaniu obszernych problemów w gospodarce drogowej.

Motoryzacja

W dziale motoryzacji kraju czeka społeczeństwo wielkie zadania do spełnienia, by z ostatniego miejsca, na jakim znajdowała się Polska przed wojną (1 samochód na 830 mieszkańców, 1 ciągnik na 10,000 ha gruntów uprawnych), przejść w okresie 10 lat na po-

ziom, odpowiadający przynajmniej Czechosłowacji z 1938 r., w której 1 samochód przypadał na 144 mieszkańców.

Wymagać to będzie posiądnięcia w okresie 10-letnim 250.000 samochodów ciężarowych, osobowych i autobusów, 120.000 traktorów i 200.000 motocykli.

Dla realizacji tego postulatu przewidziano w 3-letnim planie gospodarczym: a) zakupno w 1947 r. — 1700 samochodów i 5.000 traktorów, b) produkcję własną w 1948 r. — 2.000 traktorów, c) produkcję własną w 1949 r. — 2,000 traktorów i 3,000 samochodów.

Z końcem 1949 r. stan motoryzacji państwa przy uwzględnianiu obecnej ilości czynnych samochodów (około 35,000 szt.) — wynosić będzie: 39,700 samochodów, 14,500 traktorów i 5,000 motocykli.

Okres 3-letni planu gospodarczego powinien być poza tym uważany za okres przygotowawczy, w którym należy:

a) ustalić politykę generalnego planu motoryzacji państwa, b) przygotować i częściowo zrealizować plan rozbudowy przemysłu motoryzacyjnego i przemysłów pomocniczych c) ustalić typy pojazdów dla produkcji krajowej i przystąpić do opracowań konstrukcyjnych, do czego powołany być winien Państwowy Instytut Motoryzacji d) dla ekonomii w gospodarowaniu sprzętem technicznym i fachowym materiałem ludzkim, oraz dla ekonomii w inwestycjach, należy wszystkie przedsiębiorstwa przemysłu motoryzacyjnego skupić w jednym Ministerstwie, e) w polityce importowej musi obowiązywać warunek, by import nie uszczuplał własnego przemysłu motoryzacyjnego, ani nie ograniczał możliwości importu maszyn i narzędzi, potrzebnych do rozbudowy tego przemysłu, f) dążyć należy do uruchomienia w 1947 r. własnej fabryki części zamiennych o odpowiedniej zdolności produkcyjnej.

II. LOTNICTWO KOMUNIKACYJNE

W dziedzinie lotnictwa komunikacyjnego, w którym okupacja przyniosła państwu naszemu największe szkody — ma Polska, jako centralnie położony kraj w Europie, wielką rolę do odegrania, tak w dziedzinie komunikacji międzynarodowej, jak światowej. Do spełnienia tej roli i niezmarnowania wielkiej możliwości musi się Polska na czas przygotować i lotniska, leżące na traktach linii międzynarodowych i światowych jak najszybciej rozbudować. Zadaniem linii międzynarodowych będzie połączenie głównych miast polskich z takimiż miastami w Europie, oraz połączenie Warszawy ze stolicami państw sąsiędnich. Sieć tych linii wyniosłaby około 18.000 km.

Ważniejsze jeszcze znaczenie miałaby dla Polski sieć linii światowych, łączących ważne światowe centra przemysłowe i handlowe oraz kulturalne ze sobą. Z kilku linii, które zarysowują się w najbliższym czasie, jedna t. j. północna, łącząca Amerykę Północną ze Syberią, Chinami i Japonią powinna przejść przez Polskę t. j. przez Warszawę. Druga trasa środkowa mająca ten sam cel, co trasa północna, tylko na innej drodze, może także prowadzić przez Polskę, jeśli znajdzie w niej odpowiednio urządzone bazy dla dalekobieżnych linii. Bazy takie nie mogą być połączone ani z lotniskami linii krajowych, ani nawet linii międzynarodowych — lecz muszą one być zupełnie samodzielne. Przewiduje się na ten cel lotnisko w Gocławiu pod Warszawą, podczas gdy lotnisko na Okęciu służyłoby dla komunikacji międzynarodowej i krajowej. Te dwa wielkie lotniska klasy „B" zbudowane by być musiały z drogami startowymi o długości min. 1.700 m dla samolotów o ciężarze 45 t, w ciągu najbliższych 3 lat, po upływie zaś tego czasu jedno z nich uległoby przebudowie na lotnisko klasy „A" o długości dróg startowych 2.300 m.

Dla komunikacji międzynarodowej zbudować by się musiało poza Warszawą szereg lotnisk w głównych miastach Polskich t. j. w Gdańsku, Szczecinie, Wrocławiu, Katowicach, Poznaniu, Częstochowie, Łodzi i Krakowie.

Sieć linii wewnętrznych posiadałaby 15 linii, z których 7 przechodziłoby przez Warszawę, jako centrum.

Dla linii światowych i międzynarodowych musiałyby być zbudowane w okresie najbliższych 3 lat urządzenia radjowe i oświetleniowe.

Pozostająca w łączności z komunikacją lotniczą służba meteorologiczna powinna być zjednoczona w jednym Instytucie Meteorologicznym, w którym całokształt służb meteorologii lotniczej byłby skupiony w jednym wydziale.

Wydatki jakie byłyby niezbędnie potrzebne dla realizacji powyższych potrzeb służby lotniczej wynoszą w złotych obiegowych: 4,300 milionów zł. i rozpadają się na:

1) budowa lotniska Warszawa—Okęcie	1,100	milionów zł.
2) „ „ „ —Gocław	1,200	„ „
3) rozbudowa 8 lotnisk głównych	800	„ „
4) budowa lotnisk sportowych Warszawy	300	„ „
5) „ tras lotniczych dla linii światowych	500	„ „
6) rozbudowa innych 60 lotnisk krajowych	490	„ „
Razem	4,300	milionów zł.

Ponadto w okresie najbliższych 3 lat potrzebne są kredyty na budowę szkół i ośrodków lotniczych oraz na zakupno sprzętu lotniczego w wysokości . . . . . 3,000 milionów zł.
zaś na zorganizowanie i rozbudowę ośrodków i służby meteorologicznej . . . . . 4 milionów zł.

Razem . . . . 3,004 milionów zł.

III. DROGI WODNE

Pozyskanie dla Polski ziem zachodnich stworzyło wielkie możliwości dla rozwoju dróg wodnych w ogólnej sieci komunikacyjnej państwa. Wpłynęło na ten stan włączenie Odry wraz z jej dorzeczami w ogólną sieć dróg wodnych Polski. Wprawdzie ogólna ilość dróg wodnych wynosząca w granicach z 1946 r. : 4.571 km zmniejszyła się w stosunku do ilości z 1939 r., która wynosiła: 6.186 km, jednak drogi wodne w granicach obecnych przygotowane są w wyższym stopniu do spławu cięższych barek = 400 t (32%), niż drogi wodne z 1939 r. (8.4%). Są wprawdzie jeszcze wielkie braki w taborze, spowodowane przez okupanta, gdyż z przedwojennego taboru wiślanego pozostało tylko 50%, a na Odrze zaledwie 5%, jednak znaczna ilość zatopionego w Odrze taboru da się wyciągnąć z dna rzeki i odremontować.

Znaczenie przewozów wodnych w ogólnej pracy sieci komunikacyjnej państwa polskiego w obecnych granicach poważnie wzrosło w stosunku do państwa w granicach przedwojennych. Ogólna ilość przewozów na sieci wodnej i kolejowej na terenach położonych w granicach obecnych państwa wynosiła w 1937 r. 36 miliardów t/km, z czego na drogi wodne przypadało 7.8%, natomiast w państwie polskim w granicach z 1937 r. wynosiła ona zaledwie 1.8%.

Stosunek przewozów wodnych do kolejowych wynosi w państwach o warunkach klimatycznych podobnych do Polski 25% — 35%, dążyć przeto należy, by i u nas doprowadzić do stosunku wynoszącego przynajmniej 25%,

Program 30-letni inwestycji wodnych ma na celu takie przekształcenie sieci dróg wodnych, by mogła ona sprostać temu zadaniu; wymagać to będzie 5 miliardów, złotych obiegowych t. j. 170 milionów złotych przedwojennych rocznie.

Porównując udział inwestycji wodnych w budżecie państwowym przedwojennym, przychodzi się do przekonania, że wydatki na te cele powinny w najbliższych latach dojść do sumy 100 milionów złotych przedwojennych rocznie i stopniowo wzrastać.

Obliczone wydatki na okres 4 lat t. j. od 1946 do 1949 r. mają wynosić na Odrę: 5.150 milionów, zaś na inne roboty: 13,941 milionów więc razem: 18,791 milionów złotych obiegowych, co do stosunku walutowego 50 : 1 daje na Odrę 103 milionów, a na inne cele 273 milionów — razem 376 milionów złotych przedwojennych.

Najważniejsze roboty do wykonania są:

1) Odbudowa zniszczonego taboru, warsztatów i stoczni 2) odbudowa portów i zimowisk 3) dokończenie budowy zbiorników na Odrze, na Dunajcu w Czchowie, oraz budowa zbiornika na Dunajcu w Czorsztynie i na Bugu koło Włodawy 4) kontynuowanie robót regulacyjnych na Wiśle i Odrze 5) kanalizacja Wisły 6) kontynuowanie budowy kanału Żerań—Zegrze i Gopło—Warta, 7) Odtworzenie zniszczonych planów i przestudjowanie różnych wariantów, projektów, a między nimi także sprawy rozbudowy linii Odry.

Dla rozbudowy dród wodnych ważną rolę odgrywają prace Instytutu Hydrologiczno-Meteorologicznego, dlatego należy zwiększyć kredyty budżetowe dla tego Instytutu. Na okres 3 lat powinny one wynosić 373 milionów zł. a to dla prac pilnych: 155 milionów złotych a dla długofalowych 218 milionów złotych.

IV. PORTY MORSKIE

Przemiany polityczne i gospodarcze, jakie zaistniały po wojnie, nie dają jeszcze możliwości ustalenia programu pracy naszych portów morskich, których obecnie posiadamy 17. Praca przedwojenna 3 głównych portów, t. j. Gdyni, Gdańska i Szczecina była zależna od chwilowej koniuktury — nie pracowały one normalnie. W Gdańsku i Gdyni przeważał eksport, w Szczecinie — import. Dziś stosunek eksportu do importu musi w tych portach ulec wyrównaniu. Znaczenie pozostałych 14 portów nie zmieni się w stosunku do przedwojennego. Są to porty o znaczeniu lokalnym — przeznaczone dla żeglugi przybrzeżnej i rybołóstwa; są to również mniejsze ośrodki przemysłu okrętowego.

Przedwojenny przeładunek w 3 głównych portach wynosił 20 milionów ton, dziś wynosi on 34% przedwojennego, a do roku 1949 przewiduje się jego wzrost do 80%; w roku 1956 wyniesie on 30 milionów ton, z czego na Gdynię przypadnie 12 milionów, a na Gdańsk i Szczecin po 9 milionów ton. Głównym ładunkiem eksportowym będzie węgiel (60%) i wyniesie w 1949 r. 15 milionów ton rocznie.

Obecny stan portów: Pod względem terytorialnym można 17 portów polskich podzielić na 4 grupy. Pierwszą z nich stanowią 3 porty w rejonie ujścia Odry ze Szczecinem na czele; druga grupa — to 5 portów w rejonie ujścia Wisły i zatoki puckiej z Gdynią i Gdańskiem na pierwszym miejscu; trzecia grupa to 5 portów nadbrzeża bałtyckiego, wszystkie o znaczeniu lokalnym; do czwartej grupy należą 4 porty w rejonie zalewu wiślanego z Elblągiem na czele. Rola portów grupy czwartej, ze względu na ich odcięcie od pełnego morza mierzeją wiślaną i granicą sowiecką, nie jest jeszcze określona. Jeśli nie zostaną one połączone przekopem przez mierzeję z pełnym morzem zejdą do roli portów śródlądowych.

Usuwanie szkód wojennych w portach jest obecnie równoznaczne z ich przebudową i modernizacją. Dotyczy to specjalnie Gdańska i Szczecina, które położone korzystnie u ujścia wielkich rzek, posiadają źle rozplanowane baseny i kanały. Gdynia nie korzystając z połączenia z zapleczem drogą wodną, posiada nowocześnie rozplanowane baseny i urządzenia przeładunkowe.

Do najpilniejszych robót zaliczyć należy specjalizację portów, a to: dostosowanie Gdyni do ruchu drobnicowego, zaś Gdańska i Szczecina do przeładunków masowych. W Gdyni przewiduje się w tym celu powiększenie liczby dźwigów, oraz przebudowę węzła kolejowego w porcie.

W okresie 3-letniego planu rozbudowy ma Gdańsk otrzymać szereg nowoczesnych nadbrzeży przeładunkowych z dźwigniami, dla powiększenia zdolności przeładunkowej do 150% zdolności przedwojennej; zapoczątkowanie budowy nowoczesnego portu morsko-rzecznego na linii: Świnioujście—Sianki i wykonanie basenu, równoległego do strefy wolnocłowej. W Gdyni ma w tym czasie być port odbudowany do stanu przedwojennego, a magazyny odbudowane do pojemności = = 75% przedwojennej. Projektuje się również usunięcie stoczni, zbudowanej przez okupanta, która hamuje rozwój portu handlowego, W Szczecinie odbudowa

w okresie 3 lat ma doprowadzić nadbrzeże, urządzenia przeładunkowe i magazyny do stanu = 65% przedwojennego. Wydatki na cel powyższy wyniosą po $2^1/_2$ miliarda złotych obiegowych rocznie.

Stan przemysłu okrętowego. Przed wojną posiadała Polska tonażu morskiego 120.000 TRB, z czego 75% stanowiły statki drobnicowe pasażerskie; w roku 1947 wzrośnie ten tabor do 180.000 TRB, a do roku 1952 do 350.000 TRB, z czego 170.000 TRB będzie zbudowanych we własnych stoczniach w Gdańsku i Gdyni.

W planie 3-letnim, przewiduje się w tym dziale doinwestowanie stoczni i budowę 15 statków, o łącznym tonażu 22.500 TRB, oraz remont wszystkich statków floty handlowej, statków zagranicznych i wraków.

Rybołóstwo morskie. Dział ten obejmuje rozbudowę portów rybackich i flotylli statków rybackich, przemysłu przetwórczego, zwiększenie kadr rybaków i usprawnienie transportu ryb świeżych. Posiadamy obecnie 12 portów rybackich na wybrzeżu a 101 osad rybackich. Najlepiej jest obecnie wyposażony port rybacki w Gdyni, ale nie posiada on dalszych możliwości rozbudowy; Gdańsk i Szczecin nie będą posiadały portów rybackich.

Z innych portów najlepiej urządzone bazy dla połowów morskich posiadają Świnioujście, Władysławowo i Hel, pozostałe zaś, nie mając połączeń kolejowych dla odtransportu ryb świeżych i z braku głębokich basenów, będą przeznaczone do połowów bliskich i jako bazy przetwórstwa rybnego.

Konsumpcję ryb, która obecnie wynosi 66.000 ton, przewiduje się do 1959 r. na 180.000 ton, w czym z własnych połowów przewiduje się 26%, przy konsumpcji 6 kg na głowę mieszkańca. By to osiągnąć, koniecznym jest dokompletowanie flotylli rybackiej do ilości przedwojennej t. j. do 1082 jednostek i 5.000 łodzi wiosłożeglowych.

Program 3-letni odbudowy portów morskich obejmować więc będzie:

1) usunięcie szkód wojennych w budowlach i urządzeniach portowych w Gdańsku, Gdyni i Szczecinie, by podwoić ich zdolność przeładunkową i składową do poziomu przedwojennego, t. j. do 24.5 milionów ton rocznie 2) zremontowanie i doinwestowanie przemysłu okrętowego, by do końca 1949 r. doprowadzić tonaż do stanu 200.000 TRB 3) rozbudowę rybołóstwa morskiego i przetwórczego przemysłu rybnego 4) zapewnienie dostatecznych środków dla przeprowadzenia badań i studjów nad opracowaniem naszego programu morskiego i rozbudowy portów morskich. Ma on wyznaczyć kierunki rozwojowe poszczególnych portów, wytworzyć warunki rozwojowe dla przemysłu portowego i handlu zagranicznego, oraz wyjaśnić rolę portów, położonych nad zalewem wiślanym.

Inż. M. Ch.

UNIA MIĘDZYNARODOWA MECHANIKI TEORETYCZNEJ I STOSOWANEJ

(Odnowiona światowa organizacja naukowa)

W parę lat po ukończeniu I. wojny światowej grono przodujących profesorów mechaniki, zwłaszcza z politechnik Holandii, Niemiec i Szwajcarii, zorganizowało Komitet Międzynarodowy Kongresów Mechaniki Technicznej, które w trzech głównych naukowych językach światowych nazywano: „International Congress for Applied Mechanics", „Congrès International de Méchanique Appliquée" i „Internationaler Kongress für technische Mechanik".

Na pierwszym z tych kongresów, odbytym w Holandii z wielkim powodzeniem przy udziale naukowców z całego świata, rozszerzono Komitet przez wybór członków z innych krajów reprezentowanych na Kongresie i postanowiono urządzać dalsze zjazdy zrazu co 3, a później co 4 lata. Na kongresie IV. w Sztokholmie w r. 1934 został wybrany pierwszym polskim członkiem Komitetu prof. dr Maksymilian T. Huber. Ostatni zjazd przedwojenny odbył się w U. S. A. w Cambridge (Mass.) w r. 1938.

Po 8-letniej przerwie wojennej zwołali francuscy członkowie Komitetu zjazd VI-ty do Paryża, na którym wystąpili z projektem kontynuacji prac dotychczasowych w nowej organizacji nieco szerzej ujętej. Obecni członkowie brytyjscy i inni zgodzili się na to i tak powstała organizacja odnowiona pod nazwą podaną w tytule w brzmieniu polskim a zwana oficjalnie:

„Union Internationale de Mécanique Théorique et Appliquée", „International Union of Theoretical and Applied Mechanics".

Cel tego zrzeszenia określa § 2 statutu jako

a) urządzanie dalszych kongresów międzynarodowych osób pracujących naukowo w mechanice czystej i stosowanej,

b) wszelka inicjatywa legalna zmierzająca do rozwoju tej gałęzi wiedzy.

§ 3 określa skład Rady (dawniej Komitetu) jako organu wykonawczego Unii w słowach:

Rada Unii składa się z nieoznaczonej liczby członków, wybranych spośród osób zajmujących się badaniami naukowymi (teoretycznymi lub doświadczalnymi) w dziedzinie mechaniki lub nauk pokrewnych. Liczba członków reprezentujących jeden naród winna nie przewyższać w ogóle 4. Gdy jednakże który z członków Rady z powodu zmiany kraju stałego zamieszkania nie może reprezentować nadal kraju, dla którego był wybrany przedtem, to może go uchwała Rady zatrzymać, chociaż stał się nadliczbowym, aż do chwili, kiedy będzie na powrót przedstawicielem pewnego narodu.

Wybór każdego nowego kandydata winien podlegać osobnemu głosowaniu. Do wyboru potrzeba przynajmniej 2/3 głosów członków Rady. Komunikat Sekretarza generalnego, którym jest obecnie prof. dr J. M. Burgers, kierownik Laboratorium Aero i Hydrodynamicznego Politechniki holenderskiej w Delft, donosi ze stycznia 1947 r. o zgonie w minionym 8-leciu następujących członków Komitetu: E. Jouguet (Francja), T. Levi-Cività (Włochy), E. B. Wolff (Holandia), C. W. Ossen (Szwecja), E. Meissner i A. Stodola (Szwajcaria).

Na skutek wojny odpadli Niemcy: K. Koerner, K. Federhofer, R. Grammel i L. Prandtl; Włoch C. Guido i Japończyk A. Ono. Po wyborach na zjeździe zeszłorocznym we wrześniu w Paryżu ogłoszono następującą listę członków Rady Unii:

Belgia: Prof. E. Baes i prof. F. H. van den Dungen.

Bułgaria: Prof. K. Popow.

Chiny: Prof. P. Y. Chou i prof. Y. H. Ku.

Stany Zjednoczone Amer. Półn.: Dr H. L. Dryden i profesorowie: Dr I. C. Hunsaker, dr Th. v. Karman, dr S. P. Timoszenko, oraz członkowie nadliczbowi:

Prof. dr R. v. Mises (poprzednio w Turcji) i prof. dr H. U. Sverdrup (poprzednio w Norwegii).

Francja: Prof. A. Caquot, prof. I. Pérès, prof. H. Villat.

Wielka Brytania: Prof. dr S. Goldstein, prof. R. V. Southwell i prof. Sir Geoffrey I. Taylor.

Holandia: Prof. dr Ir. C. B. K. Biezeno, prof. dr I. M. Burgers i Ir. C. Koning.

Polska: Prof. dr M. T. Huber.

Szwecja: Prof. W. Weybull.

Szwajcaria: Prof. dr Ackeret i prof. H. Favre.

Turcja: Prof. Kerim Erim.

U. R. S. S.: Prof. S. A. Christianowicz, prof. A. W. Kolmogorow, prof. dr E. L. Nicolai.

Najbliższy kongres przewiduje się w Londynie (r. 1948 lub rok później).

Wydane sprawozdania z 5-ciu kongresów dotychczasowych (Delft, Zürich, Cambridge w Anglii, Sztokholm i Cambridge w U. S. A.) obejmują 8 wielkich tomów, które są niezbędnym źródłem dla młodych naukowców, pracujących w różnych dziedzinach mechaniki i matematyki stosowanej.

Międzynarodowa Konferencja Technicznego Towarzystwa Strącania Elektrolitycznego odbędzie się w Londynie w dniach od 1 do 3 maja 1947 r. Celem tej konferencji będzie przedyskutowanie ostatnich postępów w dziedzinie elektrochemii i elektrolitycznego strącania metali. Europejscy naukowcy i technicy, którzy są specjalistami w tych dziedzinach, proszeni są o nadsyłanie materiałów do dyskusji i jeżeli to możliwe o wzięcie w niej udziału.

Naukowcy mający zainteresowanie w Konferencji mogą skomunikować się w jej sprawie z:

„Bureau of Scientific Information, the British Council, Warszawa, Górnośląska 39".

Wodociągi i kanalizacja. Związek techników wodnych W. Brytanii (Inst. of Water Engineers) domaga się wprowadzenia do studium inżynierów mających zamiar poświęcić się zagadnieniu wodociągów i kanalizacji oprócz dotychczas stosowanego wykładu chemii, również wykładu biologii. Wykład miałby obowiązywać na drugim roku studiów. Postulat wydaje się usprawiedliwiony stanem dzisiejszej techniki sanitarnej, wymagającej ścisłej współpracy inżyniera, chemika i bakteriologa, a co za tym idzie wzajemnego zrozumienia zagadnień między specjalistami tych działów. Wydaje się jednak, że wprowadzenie encyklopedii tych działów na niższych latach studiów mija się z celem. Bardziej wskazanem byłoby zapoznanie studenta w okresie specjalizacji ze szczególnymi zagadnieniami interesującymi go w praktyce.

Engineering Vol 160, Nr 4.149, lipiec 1945.

Odbudowa stoczni okrętowych w Saint-Nazaire. Ogólna powierzchnia budynków warsztatowych stoczni wynosiła przed bombardowaniem 107.000 m^2. Po zakończeniu działań wojennych we Francji pozostało w roku 1945 tylko 11.000 m^2 powierzchni zabudowanej. Do maja 1946 r. łączna powierzchnia wynosiła po odbudowie 69.000 m^2, przy czym odnowiono 251 różnych urządzeń instalacyjnych i zamówiono 204 nowe maszyny. Produkcja stoczni, w której pracuje 5.000 robotników w 48-godzinnym tygodniu pracy, wyniosła; 8 okrętów handlowych, 2 okręty cysterny, 3 maszyny okrętowe i 5 maszyn dla mniejszych jednostek.

The Engineer 15. 11. 1946.

Walcownie francuskie. Grupa producentów metalowych w płn. Francji z Aciéries de Denain-Anzin i Forges du Nord et l' Est na czele przystąpiła do unowocześnienia walcowni, w szczególności w kierunku wprowadzenia na większą skalę walcowania blach na zimno. Do tej decyzji skłonił w pierwszym rzędzie brak rąk do pracy i konieczność zastąpienia pracy ludzkiej przez pracę maszyn. Do tej pory Francja produkowała wyłącznie blachę czarną; obecnie mają być produkowane także inne gatunki. W ciągu trzech lat produkcja ma osiągnąć 600.000 tonn blachy rocznie.

The Engineer 22. 11. 1946.

KRONIKA STOWARZYSZEŃ TECHNICZNYCH

KOMUNIKAT PRASOWY NR. 3

PRZESUNIĘCIE TERMINU ZJAZDU NAUKOWEGO POL. ZW. INŻ. BUD.

Komitet Zjazdowy Polskiego Związku Inżynierów Budowlanych wobec wytworzonych warunków atmosferycznych wskutek przedłużającej się i kapryśnej zimy i powstałych utrudnień komunikacyjnych, które mogłyby uniemożliwić przyjazd na Zjazd wielu zgłoszonym, postanowił

Zjazd Naukowy

Polskiego Związku Inżynierów Budowlanych przełożyć na dnie 19—20—21 kwietnia b. r.

Karty uczestnictwa oraz Księga Zjazdowa zostanie rozesłana zgłoszonym uczestnikom Zjazdu do dnia 1. kwietnia b. r.

Dalsze zgłoszenia na Zjazd oraz udzielanie wszelkich informacyj o Zjeździe udziela Sekretariat Komitetu Zjazdowego, Warszawa, ul. Narbutta 26.

KOMUNIKAT NACZELNEJ ORGANIZACJI TECHNICZNEJ

W związku z zawarciem sojuszu czechosłowacko-polskiego Naczelna Organizacja Techniczna (NOT) wysłała w dniu 10. b. m. do Czeskiego Związku Inżynierów (Spolek Ceskych Inzenyru) następujący telegram:

> „S. I. A. Praha. W związku z zawarciem sojuszu czechosłowacko-polskiego Polski Świat Techniczny przesyła Wam radosne pozdrowienia. Cieszymy się, że nawiązane z Wami koleżeńskie stosunki na Kongresie Techników w Polsce jak również na Światowej Konferencji Technicznej w Paryżu zostaną znacznie pogłębione na konkretnej wymianie poglądów i myśli w sprawie rozwoju techniki i odbudowy obu naszych krajów.

Czeskie Stowarzyszenie Inżynierów w Pradze nadesłało Naczelnej Organizacji Technicznej w Warszawie następujący telegram:

„W dniu kiedy podpisany został czechosłowacko-polski sojusz braterstwa zasyłamy Wam drodzy Koledzy najserdeczniejsze braterskie pozdrowienie. Jesteśmy przeświadczeni, że ten sojusz przyniesie najlepsze wyniki dla obu naszych krajów a nasza współpraca, tak mile nawiązana na Waszym Kongresie, będzie jeszcze więcej pogłębiona i stanie się fundamentem współpracy słowiańskiej."

KSIĄŻKI NADESŁANE

Dr. Inż. Wacław Żenczykowski **„BUDOWNICTWO OGÓLNE".** Tom II. Budynek w stanie surowym. Część I. Wydawnictwo Instytutu Badawczego Budownictwa. Stron 277. Rycin 355.

Z całokształtu pracy obejmującej 3 tomy, została wydana część pierwsza tomu drugiego podzielona na następujące rozdziały:

I. Ogólne wytyczne ustroju konstrukcyjnego budynków.
II. Wytyczenie i utrwalenie położenia budynku. Wykopy budowlane.
III. Mury. Ogólne pojęcia i dane.
IV. Mury z cegieł i pustaków.
V. Mury z kamienia rodzimego.
VI. Sklepienia.
VII. Fundamentowanie budynków.
VIII. Elementy szczególne ścian nośnych murowanych i szkieletowych.

Praca powyższa przedstawia najobszerniejsze opracowanie tego przedmiotu w języku polskim, przy czym jako jej szczególną zaletę należy podkreślić to, iż autor podchodzi do tematu jako konstruktor i statyk, co można wyczuć w każdym opisywanym szczególe. W treści znajdujemy wyczerpujące omówienie odpowiednich norm Polskiego Komitetu Normalizacyjnego, oraz liczne powoływania się na źródła amerykańskie, angielskie i rosyjskie. Wnikliwy opis wszystkich czynności wykonawczych, oraz teoria kształtowania poszczególnych elementów jest uzupełniona licznymi przykładami zaczerpniętymi z własnej praktyki autora.

Książka ta będąca niczem niezastąpionym podręcznikiem dla studentów naszych Politechnik, powinna znaleźć się w bibliotece podręcznej każdego inżyniera praktyka.

Inż. Piotr Zaremba. **PLANOWANIE ZIELENI I KRAJOBRAZU.** Zieleń w urbanistyce i komunikacji. Wydawnictwo Instytutu Badawczego Budownictwa. Stron 286. Rycin 39.

Autor ujmuje w barwnie napisanej pracy całokształt zagadnień planowania zieleni i wody, oraz dostosowania projektów inżynierskich, zwłaszcza komunikacyjnych do krajobrazu. Wywody są poparte szeregiem przykładów obrazujących własne osiągnięcia autora w tej dziedzinie. Praca napisana w czasie okupacji z myślą przewodnią zachowania piękna naszego krajobrazu, gdyż — przytaczając słowa autora — byłoby grzechem nie do darowania, gdybyśmy ponownie wpadli w dawne błędy w niszczeniu naszego krajobrazu.

Podręcznik „Engineering Workshop Manual", 11. wydanie f-my londyńskiej „The Technical Press Ltd." — został przez władze szkolne angielskie i ministerstwo pracy polecony do użytku w państwowych centrach szkoleniowych. Z przedmowy powyższego podręcznika dowiadujemy się o wspaniale urządzonych i prowadzonych przez państwo centrach i zakładach do szkolenia zawodowego, jak również o lokalnych instytutach technicznych, gdzie wszelkiego rodzaju pracownicy przemysłowi mogą nie tylko praktycznie ale również i teoretycznie pogłębiać swoją wiedzę zawodową.

Na 290 stronach formatu kieszonkowego podany jest krótko ale bardzo jasno i z wieloma rysunkami i ilustracjami oraz tablicami — materiał zawierający praktyczne informacje o przyrządach używanych do pomiarów warsztatowych, o narzędziach, uchwytach i przyrządach pomocniczych, o nacinaniu gwintów i wykonywaniu zębów, o arytmetyce i geometrii warsztatowej, o tokarkach, o szlifowaniu i o metodach otrzymywania bardzo dokładnych powierzchni, o rysunkach warsztatowych. Również bardzo przystępnie podano wiadomości o stalach i lekkich stopach. Dużą uwagę zwrócono na geometrię noża tokarskiego (tak mało niestety znaną wśród naszych rzemieślników), podając odpowiednie kąty zaszlifowania, przez co pracownicy przemysłowi wdrażają się od początku do stosowania należytych narzędzi. Chociaż masowa produkcja prowadzi nieuchronnie do specjalizacji i wiele robót wykonuje personal tylko przyuczony, co nie wymaga dłuższego szkolenia i dokładnej znajomości procesów warsztatowych, niemniej jednak dla pracowników zdolnych i ambitnych zawsze stoi otworem droga do wyróżnienia się i awansu w przemyśle. Dla tych więc pracowników w pierwszym rzędzie są przeznaczone wydawnictwa jak wyżej opisane. Ilość dotychczas sprzedanych ponad 100.000 egzemplarzy świadczy najlepiej o przystępności podręcznika i żałować należy, że dotychczas brak takiego wydawnictwa w Polsce.

Inż. W. P.

PREFABRICATED HOMES Bernard H. Cox, wyd. London, Paul Elek (Publishers) Ltd. Diamond House, Hatton Garden EC 1. **Domy z gotowych elementów.** W książeczce omówiono zagadnienie fabrykacji gotowych domów w porównaniu z tradycyjnym sposobem budowania. Przedyskutowano materiały stosowane przy fabrykacji, rozwój tego przemysłu w W. Brytanii i doświadczenia w innych krajach. Cena 2 szylingi netto.

Wydawca: Krakowskie Towarzystwo Techniczne — Kraków, Straszewskiego 28. — Redakcja: Komisja Wydawnicza. Adres Redakcji i Administracji: Kraków, Straszewskiego 28. — Red. odp.: Inż. Br. Kopyciński, tel. 538-82. Prenumeratę przyjmują: Krakowskie Tow. Techniczne Kraków, Straszewskiego 28 Konto PKO Nr IV-1140 i Księgarnia St. Kamiński Kraków — Podwale 6 Konto PKO Nr IV-638.
Cena numeru Zł 30. Prenumerata kwartalna Zł 80.

Druk Instytutu Rzem. Przemysł. Kraków, ul. Smoleńsk 9.